

Inv 732

Mag 2

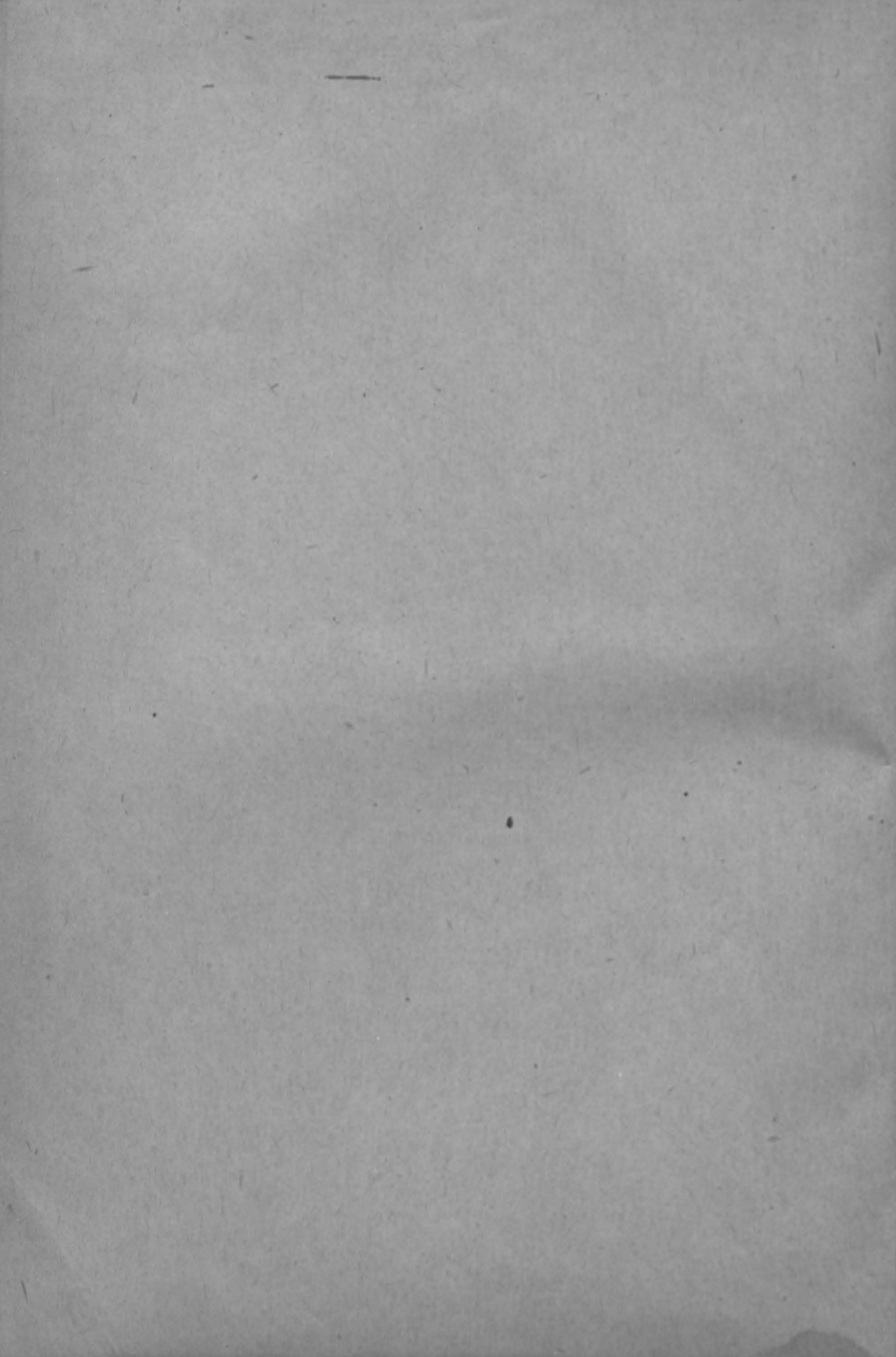
Universitätsbibliothek Cottbus



10-006432+01

95875

(59285/2)



31/12 90

Ungedruckt: 1908

~~L. Pr. II. 878~~

EISENBRÜCKENBAU

ERSTER BAND

84



H/45a

VORLESUNGEN ÜBER INGENIEUR-WISSENSCHAFTEN

VON

GEORG CHRISTOPH MEHRTENS

GEH. HOFRAT UND PROFESSOR DER INGENIEUR-WISSENSCHAFTEN
AN DER KÖNIGLICHEN TECHNISCHEN HOCHSCHULE IN DRESDEN

ZWEITER TEIL

EISENBRÜCKENBAU

ERSTER BAND

GESAMTANORDNUNG DER FESTEN EISENBRÜCKEN
UND IHRE GESCHICHTLICHE ENTWICKELUNG
BIS AUF DIE GEGENWART

MIT 970 TEXTFIGUREN

LEIPZIG

VERLAG VON WILHELM ENGELMANN

1908



Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung, sind vorbehalten.

BTU Cottbus
Uni.-bibl.

10-643

VORWORT.

Der erste Teil meiner Vorlesungen über Ingenieur-Wissenschaften ist in den Jahren 1903—1905 erschienen. Er umfaßt in drei Bänden das Lehrgebiet der Statik und Festigkeitslehre. Es folgt nunmehr der zweite, ebenfalls aus drei Bänden bestehende Teil, der den Eisenbrückenbau behandelt und dessen theoretische Darlegungen sich auf die im ersten Teile behandelten Grundlagen der Statik und Festigkeitslehre stützen. Beide Teile erscheinen, von jetzt ab zu einem Ganzen vereinigt, unter dem gemeinsamen Titel »Vorlesungen über Ingenieur-Wissenschaften«. Etwa alle zwei Jahre soll ein Band ausgegeben werden, so daß das ganze Werk in sechs Bänden im Jahre 1912 vorliegen wird. Inzwischen wird vom ersten, bereits vorliegenden Teile voraussichtlich auch eine zweite Auflage erscheinen.

Die Herausgabe von Vorlesungen auf einem so schwierig zu überblickenden und zu beherrschenden Gebiete, wie es der Eisenbrückenbau ist, bleibt für den Einzelnen immer ein Wagnis. Wenn ich es dennoch unternehme, so liegt das an einer für mich glücklichen Fügung insofern, als mir nach einer siebenundzwanzig Jahre langen Tätigkeit im Eisenbahn- und Brückenbau (1867—1894), zuguterletzt noch ein akademisches Lehramt zugefallen ist, das ich nunmehr vierzehn Jahre lang inne habe. Es liegt danach eine mehr als vierzigjährige Laufbahn als Ingenieur und Lehrer hinter mir, die mir reichliche Gelegenheit geboten hat, alles was an Wissenswertem in der Brückenbauwelt erreichbar ist, zu sammeln und so allmählich den Grund für die nachfolgenden Schilderungen zu legen.

Der vorliegende erste Band der Vorlesungen über Eisenbrückenbau zeigt nach Einteilung, Umfang und Form seiner Darlegungen ein etwas anderes Gesicht als meine vor den Studierenden gehaltenen Vorlesungen, die über drei Halbjahre verteilt liegen: Vieles darin mußte ausführlicher behandelt und manches kürzer gefaßt werden, als dies in freier Rede an der Hochschule möglich ist. Namentlich aber mußte darin durch Wort und Bild Ersatz geschaffen werden für mancherlei Lehrmittel, wie Lichtbilder, Modelle und Drucksachen, die in den Vorträgen und Übungen an der Hochschule gereicht werden. Auch schien es geraten, in den Darlegungen einzelne Lehrgegenstände zu berühren, die nicht in erster Linie für Studierende, sondern vielmehr für ausübende Ingenieure und Lehrer oder solche Fachgenossen bestimmt sind, die den behandelten Wissensgebieten ferner stehen.

Näheres über Umfang und Einteilung der Vorlesungen gibt Absatz 3 der Einleitung (§ 1) des ersten Bandes, der unter dem Titel

»Gesamtanordnung der festen Eisenbrücken und ihre geschichtliche Entwicklung bis auf die Gegenwart«

im wesentlichen Allgemeines und Geschichtliches umfaßt und von weitläufigen statischen Berechnungen frei ist. Überall wo theoretische Grundlagen berührt werden, stützte ich mich oder verwies ich auf den ersten Teil der Vorlesungen über Statik und Festigkeitslehre, wobei dessen drei Bände abgekürzt mit St. I, II, III bezeichnet worden sind.

Der erste Band enthält zwei Abschnitte:

I. Eisenbrücken und Eisen im allgemeinen.

II. Die geschichtliche Entwicklung des Eisenbrückenbaues.

Die Einleitung (§ 1) des ersten Abschnittes gibt eine gedrängte Übersicht der geschichtlichen Entwicklung des Gesamtbrückenbaues, von den Brücken der Naturvölker (4) an bis zu den Holz- und Steinbrücken des Altertums und Mittelalters (5—8) und bis zur Entstehung der ersten eisernen Brücken (9). Es folgen (§ 2—5) ausführliche Darlegungen über »Eisen in hütten- und bautechnischer Beziehung, Belastungen und zulässige Spannungen, Niete und Schrauben als Verbandmittel, Gesamtanordnung der festen Eisenbrücken«, die den Leser vorbereiten und allmählich in die verschlungenen Wege der folgenden geschichtlichen Entwicklung einführen.

Den Wert verschiedener Bauanordnungen für die Gegenwart richtig zu beurteilen und dabei zu entscheiden, was im Brückenbau heute als veraltet mit Recht bei Seite zu lassen ist, lernt man nach meiner Meinung auf keinem besseren als auf dem geschichtlichen Wege. Deshalb wurden die geschichtlichen Darlegungen (§ 6—11) bis auf die Gegenwart durchgeführt und bei ihrer Einteilung — wie es schon das Inhaltsverzeichnis erkennen läßt — zwei Zeitpunkte hervorgehoben: Erstens die Mitte des 19. Jahrhunderts, bis wohin das Gußeisen im Wettbewerbe mit dem Schweißeisen als Brückenbaustoff dem Unterliegen nahe war und zweitens die allgemeine Einführung der Flußmetallbaustoffe, die etwa um die Wende des vorletzten und letzten Jahrzehntes des 19. Jahrhunderts erfolgt ist. Von der Einführung des Flußmetalls ab rechne ich die Neuzeit (§ 11). Deren Schöpfungen auf dem Gebiete des Eisenbrückenbaues werden im vorliegenden Bande nur in Übersichten und Bildern vorgeführt, unter Vorbehalt ausführlicherer Behandlung im zweiten Bande.

Um die bemerkbaren Fortschritte im Laufe der geschichtlichen Entwicklung von Jahrzehnt zu Jahrzehnt verfolgen zu können, habe ich in die Darlegungen Übersichtstabellen eingeschaltet, die in ihrer Gesamtheit alle bemerkenswerten Hänge-, Bogen- und Balkenbrücken enthalten, die vom Ende des 18. Jahrhunderts bis auf die Gegenwart geschaffen worden sind. Schon eine bloße Durchsicht dieser Tabellen belehrt darüber, wie die Fortschritte in der Eisenbaukunst mit dem Wachsen der Trägerstützweiten in ursächlichem Zusammenhange stehen und

wie sie mit der Ausbreitung der weitgespannten Brücken der Neuzeit von Stufe zu Stufe steigen.

Der zweite Band wird unter dem Titel:

»Die baulichen Einzelheiten fester Eisenbrücken der Neuzeit,
mit statischer Begründung«

die neuesten mustergültigen Erscheinungen des Eisenbrückenbaues vorführen und insoweit erläutern, daß danach sowohl die statischen Berechnungen als auch die Ausbildung der baulichen Einzelheiten eines Brückenentwurfes durchgeführt werden können.

Der dritte Band wird

»Besondere Arten und die Herstellung von Eisenbrücken«

behandeln. Dabei sollen die Arbeiten in der Werkstatt und auf der Baustelle in Wort und Bild geschildert werden, auch insoweit, als sie bereits beim Brückenentwurfe berücksichtigt werden müssen.

Indem ich somit den vierten Band meiner Vorlesungen über Ingenieur-Wissenschaften der Öffentlichkeit übergebe, verbleibt mir nur noch die angenehme Pflicht, allen Denjenigen zu danken, die mich bei meiner Arbeit durch Rat und Tat unterstützt haben: Zuerst danke ich herzlich meinem Assistenten, Herrn Dr. Ing. KURT BEYER, für seine treue Hilfe beim Durchsehen der Druckbogen und beim Aufsuchen von Literaturquellen, sowie auch für das Zusammenstellen des Personen- und Sachverzeichnisses (§ 15). Auch allen denjenigen deutschen und ausländischen Behörden, Werken und Personen, die mir durch liebenswürdige Überlassung von Mitteilungen, Photographien und zeichnerischen Unterlagen so wertvolle Beiträge geliefert haben, sage ich hierdurch meinen verbindlichsten Dank*).

*) Das sind in Deutschland: Preuß. Minister. d. öffentl. Arbeiten; Magistrat von Berlin; Deutsche Eisenbahndirektionen und Generaldirektionen; die Brückenbauanstalten von Harkort-Duisburg, Gutehoffnungshütte-Sterkrade, Union-Dortmund, Beuchelt-Grünberg und Gustavsburg-Mainz; Dr. Ing. GERBER in München; Dr. Ing. ZIMMERMANN in Berlin; Oberbaurat KLETTE in Dresden; Generaldirektor HALLBAUER in Lauchhammer; Ingen. LUDWIG MERTENS in Hamburg; Baurat WAGNER in Mainz; Geheimrat NISSEN in Bonn; Dr. OTTO SCHOETENSACK und Baurat WIPPERMANN in Heidelberg; Kreisbaumeister GRAEVE in Schweidnitz. — In England: Coalbrookdale Comp., Shropshire; Andrew Handyside & Co., Derby; Cleveland Bridge Co., Darlington; ROBERT E. JOHNSTON, Birkenhead. — In Frankreich: Das Ministerium der öffentl. Arbeiten; École nationale des ponts et chauss.; Comp. de Fives-Lille; Soc. d. constr. d. Levallois-Perret; Soc. d. constr. des Batignolles in Paris; ARNODIN und LEINEKUGEL LE COCQ in Châteauneuf-sur-Loire; die Oberingenieure SALLE in Le Mans, SERNIS in Perpignan, CAILLEZ in Périgueux, LABBAYE in Rodez; SCHÖNDÖRF in Annecy-Obersavoyen; Prof. PAUL BODIN, Schneider et Cie, Daydé et Pillé in Paris. — In Italien: Savigliano-Werke in Turin; G. B. BIADEGO in Rom; Prof. GUIDI in Turin. — In Nordamerika: Department of Bridges, City of New York; Pennsylvania Steel Co., Steelton. Pa.; Phönix Bridge Co., Phönixville. Pa.; GUSTAV LINDENTHAL und LEON S. MOISSEIEFF in New York; Oberingenieur F. C. KUNZ, Steelton. Pa. — In Österreich-Ungarn: Oberbaurat DOPPLER in Wien; Ministerialrat JUL. GEDULY in Budapest; Prof. MELAN in Wien; Baurat WEINGÄRTNER in Prag. — In Rumänien: ANGHEL SALIGNY, Ingenieur-Generalinspektor und Mitglied der rumänischen Akademie, und Prof. DUPERREX in Budapest. — In Rußland: Prof. PATTON in Kiew; Prof. NICOLAI und P. RYSCHKOFF in Petersburg. — In der Schweiz: Kantoningenieur GREMAUD in Freiburg.

Schließlich gedenke ich gerne noch der Verlagshandlung von Wilhelm Engelmann in Leipzig und ihres umsichtigen Waltens bei der Drucklegung und Ausstattung des vorliegenden Bandes, indem ich ihrem Haupte und dessen Mitarbeitern für ihre ausgezeichnete Mithilfe und ihr stets bereitcs Entgegenkommen auf alle meine Wünsche herzlichen Dank sage.

Dresden-A., den 21. Juni 1908.

Mehrtens.

INHALT.

Nr.		Seite
	Vorwort	III—VI
	Inhalt	VII—X

Erster Abschnitt.

Eisenbrücken und Eisen im allgemeinen.

§ 1. Einleitung.

1.	Erklärung, Benennungen und Hauptteile einer Brücke	1
2.	Einteilung der Brücken nach der Art ihrer Hauptträger.	11
3.	Umfang und Einteilung der Vorlesungen	17
4.	Die ältesten Brücken.	19
5.	Die Holzbrücken der alten Kulturvölker im Orient.	26
6.	Die festen Holzbrücken der alten Römer.	29
7.	Römische und mittelalterliche Steinbrücken	36
8.	Mittelalterliche und neuere Holzbrücken als Vorbilder eiserner Fachwerke	45
9.	Die ersten eisernen Brücken	51

§ 2. Das Eisen in hütten- und bautechnischer Beziehung.

10.	Rückblick auf die Geschichte der Eisendarstellung.	59
11.	Gußeisen, Schweißeisen und Flußeisen im Bauwesen	65
12.	Das basische Flußmetall und seine heutige Bedeutung	69
13.	Roh- und Fertigformen der Grundbestandteile des Überbaues	73
14.	Bleche, Formeisen und Preßstücke, sowie ihre Herstellung im allgemeinen	75
15.	Die Einführung der deutschen Normalprofile für Walzeisen	81
16.	Grundsätze für die Herstellung der deutschen Normalprofile.	84
17.	Die Greyprofile und die künftige Verbesserung der deutschen I-Profilreihe	88
18.	Über die Entwicklung einheitlicher Verfahren zur Prüfung des Eisens.	92
19.	Die gegenwärtigen Vorschriften für die Prüfung des Bauwerkseisens.	96

§ 3. Belastungen und zulässige Spannungen des Überbaues.

20.	Die verschiedenen Arten der Belastungen und Spannungen	103
21.	Die Eigengewichte.	105
22.	Die Verkehrslasten der Eisenbahnbrücken	107
23.	Zusätze über Belastungsgleichwerte und Belastung von Einflußflächen.	111
24.	Die Verkehrslasten der Straßenbrücken.	112
25.	Die Windkräfte und Windflächen	116
26.	Die wagerecht wirkenden Kräfte der Eisenbahnzüge	118
27.	Allgemeines und Geschichtliches über zulässige Spannungen	121

Nr.	Seite
28. Belastungs- und Spannungswechsel, sowie ihre Bedeutung für die Wahl der zulässigen Spannungen	125
29. Entwicklung der Grundlagen für das Festsetzen der zulässigen Spannungen	129
30. Die zulässigen Spannungen in Knotenverbindungen	132
31. Neuere Vorschriften über zulässige Spannungen	133

§ 4. Niete und Schrauben als Verbandmittel.

32. Die Niete und das Vernieten	135
33. Die Stellung der Niete in den Verbindungen	139
34. Einfache Nietverbindungen und Wahl der Nietstärken	143
35. Berechnung einfacher Nietverbindungen	145
36. Übungsaufgaben	148
37. Zur Berechnung des Randabstandes und der Nietmittelfernung	152
38. Die Kraftverteilung in vielreihigen Nietstellungen	155
39. Schraubenbolzen und Muttern	159
40. Zur Berechnung der Schraubenverbindungen und der Bewegungsschrauben	163

§ 5. Die Gesamtanordnung einer festen Eisenbrücke.

41. Die Brücke als Glied einer Verkehrslinie	169
42. Lichtweite, Stützweite sowie Bauart und Höhen der Hauptträger	171
43. Der Brückengrundriß und die Fahrbahnlagen	178
44. Fahrbahn, Hauptträger und Querverbände	183
45. Beispiele von Querverbänden	186
46. Verschiedene Fahrbahnlagen. Offene und geschlossene Brücken	191
47. Einfluß des Windes auf die Brückenbreite. Schrägstehende Hauptträger	201
48. Über die Beschaffung des Brückenentwurfes	212

Zweiter Abschnitt.

Die geschichtliche Entwicklung des Eisenbrückenbaues.

49. Übersicht der Gesamtentwicklung	216
---	-----

§ 6. Anfänge des Hängebrückenbaues.

50. Die aus Pflanzenstoffen gebildeten Seilbrücken	222
51. Die Einführung von Eisenketten	229
52. Die ersten Hängebrücken mit an Tragstangen aufgehängter Bahn. 1796—1816	231
53. Die ältesten Kettenbrücken Englands. 1814—1818	235
54. Die Kettenbrücke über den Tweed bei Dryburgh-Abbey. 1817—1818	240
55. Die Kettenbrücken von SAMUEL BROWN. 1819—1823	243
56. Die Kettenbrücke bei Bangor über die Menai-Meerenge. 1819—1826	249
57. Sicherheit und Bewährung der Menai-Brücke und der Bau der Conwaybrücke	257
58. Die ersten Kabelbrücken Frankreichs und die ersten Kettenbrücken auf französischem Boden. 1821—1824	261
59. NAVIERS Bericht über die englischen Hängebrücken, seine Theorien und Entwürfe. 1821—1824	264

§ 7. Die gußeisernen Bogenbrücken.

60. Die Anfänge und die Brücke von Coalbrookdale. 1719—1797	268
61. Englands Bogenbrücken im letzten Viertel des 18. Jahrhunderts	272
62. Die ersten Eisenbrücken auf dem europäischen Festlande	277
63. Die ersten Eisenbrücken der Stadt Paris. 1801—1834	282

Nr.	Seite
64. Die ersten Eisenbrücken der Stadt London. 1811—1819	290
65. Die ersten eisernen Brücken der Stadt Berlin. 1797—1826	295
66. Die Röhrenbrücken Reichenbachs. 1811—1829	300
67. Reichenbachs Theorie der Brückenbogen. 1811	306
68. Die ersten Bogenbrücken mit Zugbändern	312
69. Übersicht der Straßenbrücken des 18. und der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts.	318
70. Übersicht der Straßenbrücken in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts	331
71. Übersicht der Eisenbahnbrücken des 19. Jahrhunderts	341
72. Rückblicke.	343

§ 8. Die Kettenbrücken des 19. Jahrhunderts.

73. Die Hammersmithbrücke über die Themse bei London. 1824—1827	352
74. Die Kettenbrücke über den South-Esk-Fluß bei Montrose in Schottland. 1823—1840	357
75. Die Hungerfordbrücke in London im Vergleiche mit den ältern englischen Kettenbrücken	363
76. Die ersten deutschen Kettenbrücken. 1824—1827	368
77. Die Schrägkettenbrücke über die Saale bei Nienburg und ihr Einsturz. 1824—1825	374
78. Die ersten Kettenbrücken Rußlands. 1824—1826.	376
79. Der Karlssteg über den Donaukanal und die Wienflußbrücken in Wien. 1827—1830	381
80. Die ersten Kettenbrücken Frankreichs. 1827—1835	387
81. Die Kettenbrücke über die Ruhr in Mülheim. 1842—1844.	391
82. Versteifte Kettenbrücken mit Schrägketten und mit Doppelketten	394
83. Kettenbrücken mit Versteifungsbalken und Hängefachwerke	400
84. Kettenbrücken besonderer Bauart.	407
85. Übersicht der Kettenbrücken des europäischen Festlandes im dritten Jahrzehnt des 19. Jahrhunderts	412
86. Kettenbrücken des europäischen Festlandes vom vierten Jahrzehnt des 19. bis zum Beginne des 20. Jahrhunderts	417

§ 9. Die Drahtkabelbrücken.

87. Anfänge des Kabelbrückenbaues. 1821	427
88. Die Brücke St. Antoine in Genf, erste europäische Drahtkabelbrücke. 1822—1823	432
89. Die erste französische Drahtseilbrücke über die Rhône zwischen Tournon und Tain. 1824—1825	435
90. Die ältesten Kabelbrücken Frankreichs, über die Rhône. 1825—1830	440
91. DUFOUR, VICAT und MARTIN über die Herstellung von Kabelbrücken. 1824—1834.	444
92. Die Kabelbrücken der Stadt Paris über die Seine. 1833—1842	452
93. Die beiden Kabelbrücken bei Freiburg in der Schweiz. 1832—1834	455
94. Kabelbrücken in der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts	466
95. Einsturz der Brücke von Angers, sowie seine Ursachen und Folgen. 1850	477
96. Übertragung der französischen Kabelbrückenbauart nach Nordamerika. 1840	481
97. Die Kabelbrücken des Deutschamerikaners JOHN RÖBLING. 1844—1869.	485
98. Rückwirkung der amerikanischen Neuerungen auf den Kabelbrückenbau Frankreichs.	492
99. Kabelbrücken in der zweiten Hälfte des 19. und im Beginne des 20. Jahrhunderts	497

§ 10. Balken- und Bogenbrücken bis zur Einführung der Flußmetall-Baustoffe.

100. Die europäischen Balkenbrücken in der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts.	513
101. Die Britannia- und die Conwaybrücke in der Eisenbahn von Chester nach Holyhead. 1844—1850	523
102. Die europäischen gegliederten Parallelträger-Brücken bis zum 7. Jahrzehnt des 19. Jahrhunderts	527
103. Der Bau der alten Weichselbrücke bei Dirschau und Nogatbrücke in Marienburg. 1844—1857	543

Nr.	Seite
104. Umriss und Wandgliederung der europäischen einfachen Balkenfachwerke	553
105. Durchgehende Balkenträger und Auslegeträger (durchgehende Gelenkträger)	570
106. Anfänge des Balkenbrückenbaues in Nordamerika. 1840—1890	579
107. Übersichten der Balkenbrücken im 6. und 7. Jahrzehnt des 19. Jahrhunderts	599
108. Übersichten der Balkenbrücken im 8. und 9. Jahrzehnt des 19. Jahrhunderts	618
109. Die Bogenbrücken von 1850—1890	644
110. Rückblicke	661

§ 11. Die Brücken der Neuzeit.

111. Einleitende Bemerkungen über das Eisen als Brückenbaustoff	673
112. Balkenbrücken	681
113. Bogen- und Auslegerbogenbrücken	696
114. Hängebrücken	723
115. Brücken- oder Schwebefähren	744
116. Der Wettbewerb des Eisens mit Stein, Beton und Eisenbeton	754
117. Stand des Eisenbrückenbaues in den maßgebenden Ländern	761

Anhang.

§ 12. Über gewalzte Formeisen des In- und Auslandes.

118. Die Formeisen Deutschlands	777
119. Die Formeisen in den Vereinigten Staaten von Nordamerika und in England.	777

§ 13. Belastungen und zulässige Spannungen eiserner Brücken in Deutschland.

120. Eigengewichte von Fahrbahnen und Querverbänden	780
121. Eigengewichte der Hauptträger von Balkenbrücken	781
122. Verschiedene Angaben über das Eigengewicht eiserner Balkenbrücken	783
123. Eigengewichte der eisernen Bogenbrücken	785
124. Die Verkehrslasten der Eisenbrücken	786
125. Verschiedene Angaben über Winddruck, zulässige Spannungen und Berechnung von Straßenbrücken	787

§ 14. Deutsche und amerikanische Bedingungen für die Gesamtanordnung von Eisenbrücken.

126. Deutsche Normalbedingungen für die Prüfung von Bauwerkseisen	789
127. Einheitliche amerikanische Bedingungen für Flußmetall-Eisenbahnbrücken	789
128. Deutscher Wortlaut der »General Specifications for steel railroad bridges« vom Jahre 1906	790
129. Einiges aus den älteren amerikanischen Vorschriften für den Bau von Eisenbrücken	793

§ 15. Verschiedenes.

130. Personenverzeichnis	796
131. Sachregister	799
132. Druckfehlerberichtigungen	814



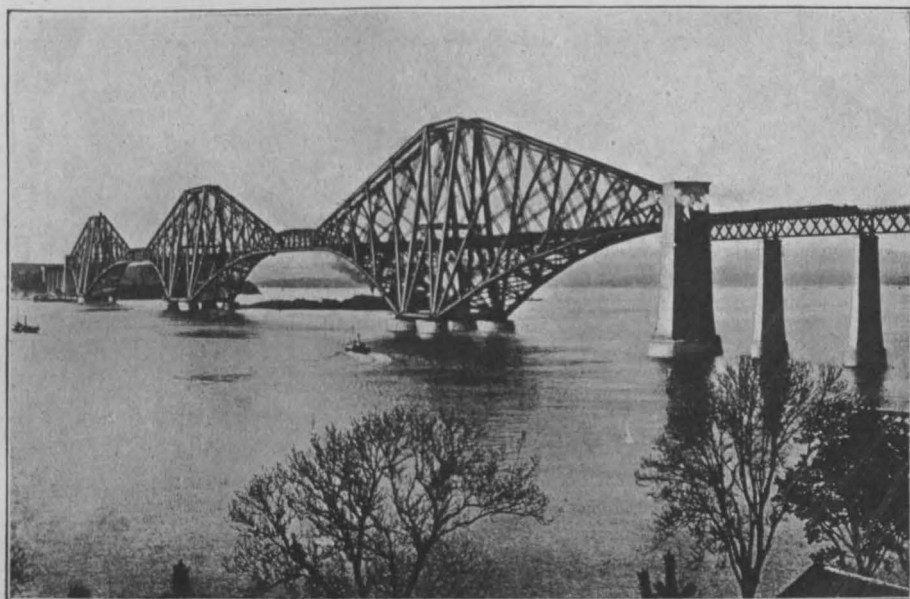


Fig. 1. Eisenbahnbrücke über den Firth of Forth bei Queensferry, 1882—1889.
Stützweite der beiden Hauptöffnungen je 521 m.

Erster Abschnitt.

Eisenbrücken und Eisen im allgemeinen¹.

§ 1. Einleitung.

1. Erklärung, Benennungen und Hauptteile einer Brücke.

1. Wenn man den Begriff eines Verkehrsweges allgemein auffaßt, so kann man eine Brücke als *ein Bauwerk in einem Verkehrswege erklären, das eine Öffnung zum Durchlassen eines andern Verkehrsweges bildet*. Es ist danach immer ein Weg vorhanden, den die Brücke trägt, und ein zweiter, den sie überspannt. Ihren Namen erhält die Brücke sowohl von der Beschaffenheit des einen, wie auch des andern Weges.

Man spricht von einer *Eisenbahn-* oder *Straßenbrücke*, je nachdem die Brücke zum Tragen einer Eisenbahn oder einer Straße dient. Trägt die Brücke einen Kanal, so sollte sie *Kanalbrücke* (Aquädukt) genannt werden, was aber nicht immer geschieht.

Ist einer der Verkehrswege von ungleich größerer Bedeutung als der andere, so spricht sich das oft in der Benennung der Brücke aus. Man unterscheidet nämlich *Strombrücken* und *Talbrücken* (Viadukte), wenn diese Brücken auch Straßen- oder Eisenbahnen überführen. Strom- oder Kanalbrücken, unter denen

¹ Die angezogenen Nummern St. I, II, III beziehen sich auf die drei Bände meiner Vorlesungen über »Statik der Baukonstruktionen und Festigkeitslehre«. Leipzig 1903—1905.

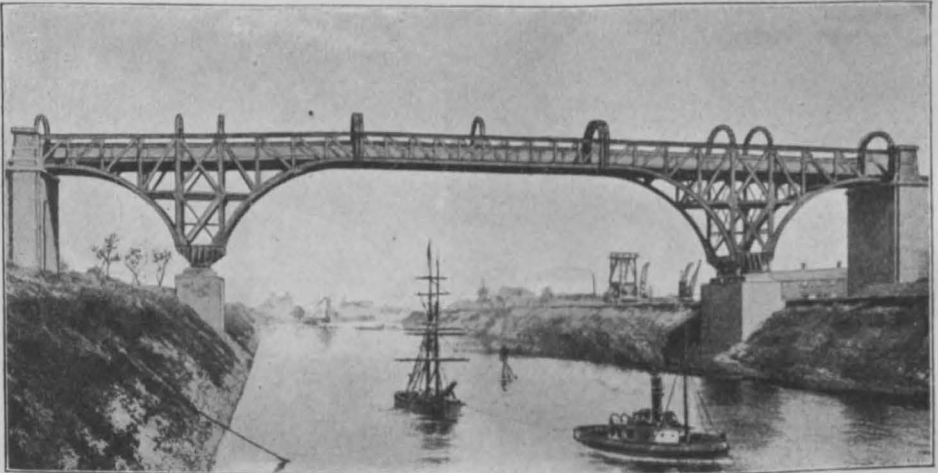


Fig. 2. Straßenbrücke bei Warburton in England über den Manchesterkanal.

Seefahrzeuge mit vollen Masten durchfahren können, heißen auch wohl *Hochbrücken*. Solche Brücken sind z. B. die *Forthbrücke*, die den Firth of Forth zwischen England und Schottland überspannt (Fig. 1); ebenso die Straßenbrücke über den Manchesterkanal bei Warburton in England (Fig. 2), sowie auch die weiterhin abgebildeten *Bogenbrücken* über den Nordostseekanal bei Grüental und Levensau.

Auch die Art der Kreuzung zweier Verkehrswege kann Anlaß zu besonderen Bezeichnungen der dabei zu erbauenden Brücke geben. Es kreuze z. B. eine



Fig. 3. Überführung der Berliner Stadtbahn über die Stallstraße.

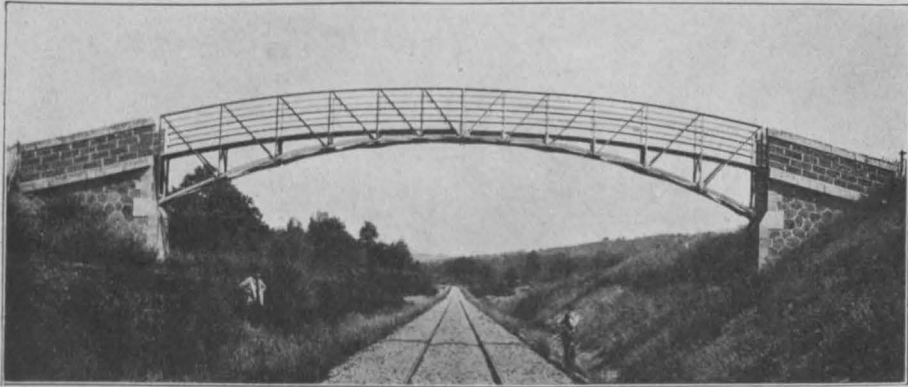


Fig. 4. Wegeüberführung bei Fornial, Eisenbahnlinie Noutron-Sarlot (Dordogne).

Eisenbahn einen Weg. Wird dann, wie in Fig. 3, eine Eisenbahnbrücke hergestellt, so nennt man das Bauwerk eine *Eisenbahnüberführung*. Bekommt jedoch die Brücke den Weg zu tragen, so entsteht eine *Wegeüberführung* (Fig. 4). Es wäre nicht richtig, hier von einer »Eisenbahnunterführung« zu sprechen, selbst dann nicht, wenn die Eisenbahn unter einer *bestehenden* Wegebrücke durchgeführt wird.

In besondern Fällen kann die Überbrückung einer Verkehrslinie durch eine andere ohne Herstellung einer Über- oder Unterführung erfolgen, wie das Beispiel der Fig. 5 veranschaulicht, welche die Kreuzung der Anhalter Eisenbahn mit der elektrischen Hochbahn in Berlin darstellt. Man vergleiche auch weiterhin die Kreuzung zweier Brücken auf der Wiener Stadtbahn.



Fig. 5. Kreuzung der Anhalter Bahn mit der elektrischen Hochbahn in Berlin.



Fig. 6. Towerbrücke über die Themse in London.

Brücken über schiffbaren Strömen und Kanälen, oder über Hafeneinfahrten können aus örtlichen oder wirtschaftlichen Gründen nicht immer als *Hochbrücken* hergestellt werden. Deshalb müssen sie besondere *Einrichtungen zum Durchlaß*



Fig. 7. Brückenfähre in Duluth, Minn. Nordamerika.

von *Schiffsfahrzeugen* erhalten. Die Einrichtungen bestehen im allgemeinen darin, daß eine Brückenöffnung für die Durchfahrt *freigemacht* wird. Dies geschieht mit Hilfe mechanischer Mittel, entweder durch *Drehen* der Öffnung um eine in ihr liegende wagerechte oder lotrechte Achse, oder durch *Rollen*, *Schieben* oder *Heben* der Öffnung. Solche Brücken heißen *bewegliche Brücken*, und je nach der Art ihrer Beweglichkeit unterscheidet man: *Zug-*, *Klapp-*, *Dreh-*, *Krahn-*, *Roll-*, *Schiebe-* oder *Hubbrücken*. Besondere Verhältnisse liegen z. B. bei der *Towerbrücke* über die Themse in London vor (Fig. 6). Dort ist für den Durchlaß der Schiffe in der Brückenmitte eine Klappvorrichtung vorhanden. Bei geöffneten Klappen darf aber der starke *Fußgängerverkehr* über die Brücke nicht ganz unterbrochen werden: Personen, die das Wiederniederlassen der Klappen nicht abwarten wollen, können mit Hilfe der in den Brückentürmen betriebenen Wasserdrukkaufzüge auf einen hochliegenden Fußgängersteig gehoben werden, und so von einem Themseufer bis zum andern gelangen. Allerdings ein etwas kostspieliges, wenig nachahmenswertes Hilfsmittel.

Man unterscheidet danach zwei Hauptgruppen von Brücken, die *festen* und die *beweglichen*. In neuerer Zeit ist noch eine dritte Gruppe hinzugekommen. Sie umfaßt alle jene Brücken, die unter den Bezeichnungen *Brückenfähren* oder *Schwebefähren* (transbordeur, transporter-bridge) bekannt geworden sind. Diese Brücken verbinden die Ufer von Meeresarmen,

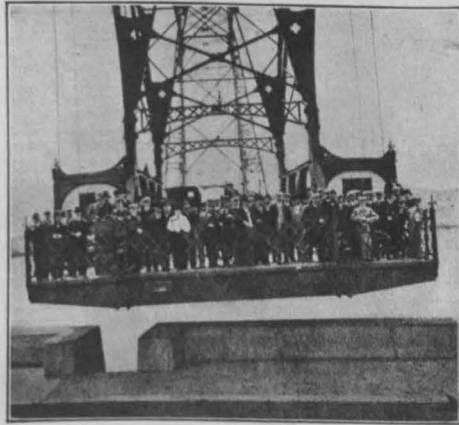


Fig. 8. Wagen der Duluthfähre in der Fahrt.

Strömen oder Hafeneinfahrten und sind dabei *Hochbrücken*. Die größten Schiffe können unter ihnen durchfahren. Sie dienen aber nicht unmittelbar für den Verkehr von Straßen oder Eisenbahnen, sondern nur zum Aufhängen von *Fährbooten*, mit deren Hilfe zwischen den Ufern ein Personen- und Güterverkehr unterhalten wird. Die Fig. 7 und 8 veranschaulichen das Beispiel einer solchen Hochbrücke über die Hafeneinfahrt in Duluth (Nordamerika). Im zweiten Abschnitte, bei der Besprechung eines etwa 100 Jahre alten Planes zur Überbrückung des Merseyflusses in der Nähe von Liverpool, vergleiche man das Bild der kürzlich dort gebauten Widness-Runcornfähre. Die ausführlichere Behandlung der beweglichen Brücken und der Brückenfähren erfolgt im III. Bande dieser Vorlesungen.

2. Als *Hauptteile* einer Konstruktion sind in meiner Statik (St. I. 9) *Tragwerk* und *Stützen* unterschieden und erklärt worden. Beide Hauptteile zusammen bilden bei einer eisernen Brücke den *Überbau*. Diese Bezeichnung weist darauf hin, daß auch ein *Unterbau* vorhanden ist, von welchem weiterhin näher die Rede sein wird.

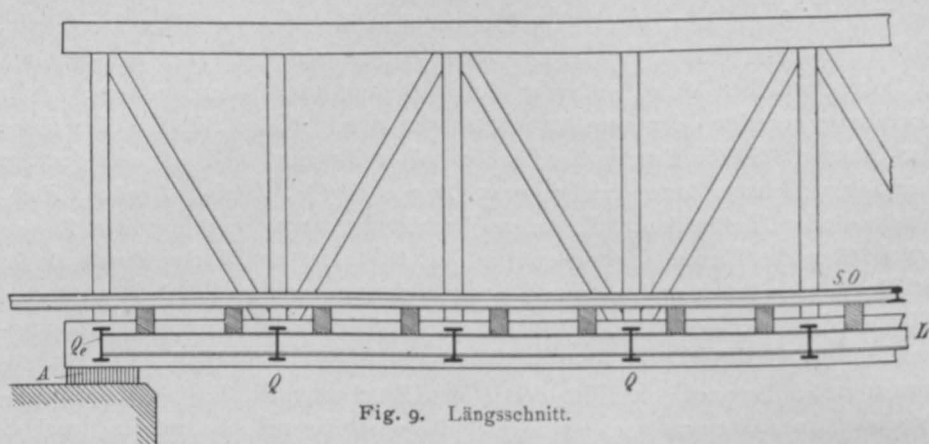


Fig. 9. Längsschnitt.

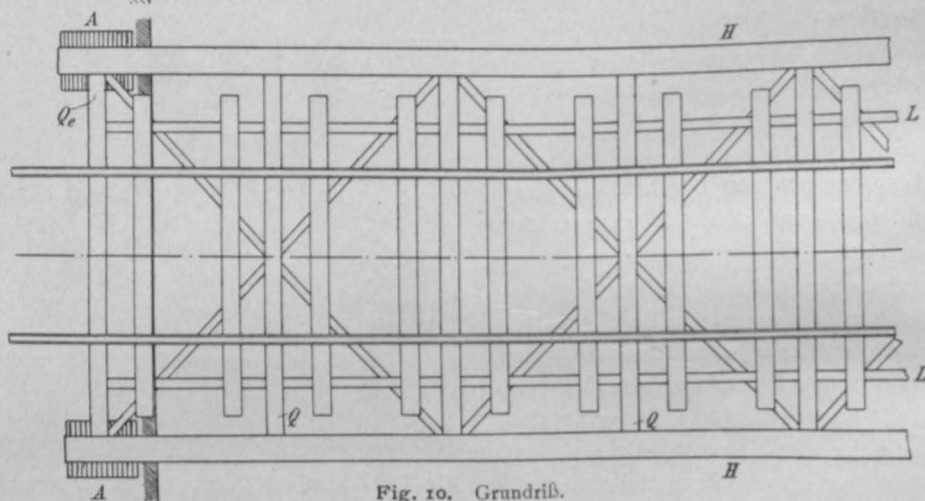


Fig. 10. Grundriß.

Fig. 9 bis 11. Eiserner Überbau. A Lager (Stützen). — H Hauptträger. — Q Querträger; Q_e Endquerträger. — L Längsträger. — S.O. Schienenoberkante.

Der Überbau einer festen eisernen Brücke zerfällt in drei Hauptteile, das sind Haupttragwerk, Fahrbahn und Stützen.

Bei beweglichen Brücken oder Brückenfähren kommen, noch die Hilfsmittel für die Herstellung der Beweglichkeit hinzu. Das Haupttragwerk besteht aus den Hauptträgern (St. I. 10) die (ihrer lotrechten Belastung entsprechend) in der Regel lotrecht gestellt sind und aus den Querverbänden (Querkonstruktionen), die zur Übertragung sowohl der auf der Fahrbahn verkehrenden Lasten, als auch der Seitenlasten (Wind-, Flieh- und Bremskräfte u. dgl.) dienen (Fig. 9—11). Danach ist jedes Haupttragwerk genau genommen als ein Raumtragwerk zu berechnen (St. I. 11).

Die Fahrbahn (St. II. 1) ist in geeigneter Weise auf die Hauptträger gestützt oder an diesen aufgehängt, und sie hat die beweglichen oder Verkehrslasten aufzunehmen. Zu dem Zwecke besteht die Fahrbahn aus einem von Längsträgern

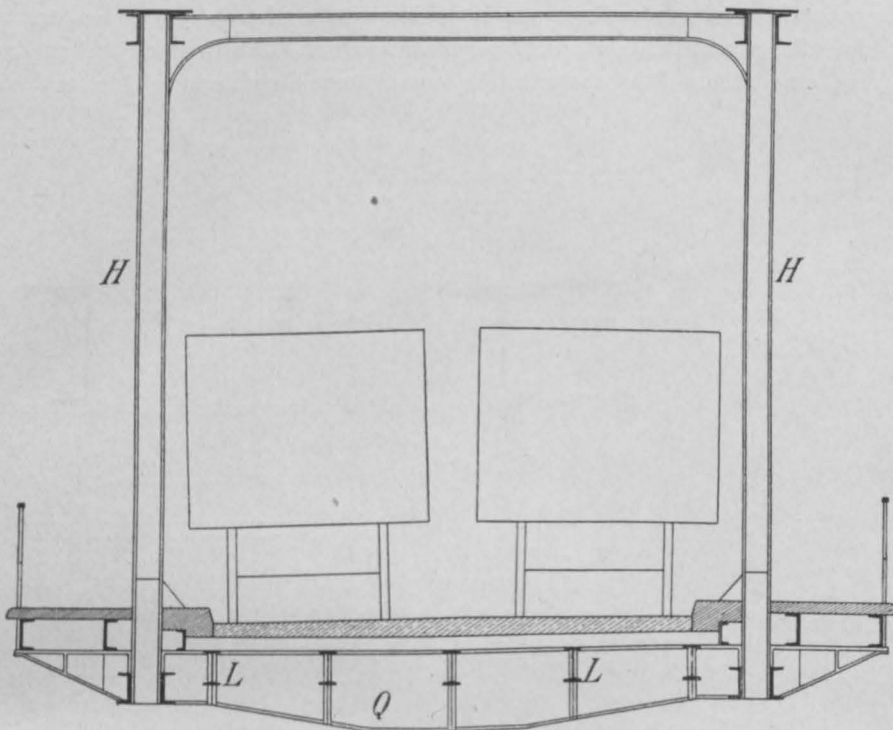


Fig. 11. Querschnitt des Haupttragwerkes mit der Fahrbahn.

und Querträgern gebildeten **Bahngerippe** (St. I. 9), mit welchem die *Fahrbahntafel* fest verbunden ist (Fig. 12). Diese Tafel dient zur Aufnahme der **Fahrbahndecke**, die, je nach der Bedeutung des Brückenverkehrs, leichter oder schwerer ausgebildet ist. Bei ganz leichten Brücken, wie Fußgängerbrücken u. dgl. (Fig. 13) fehlt die *Fahrbahntafel* ganz, und an ihre Stelle tritt dann eine *Holzdecke*. Die

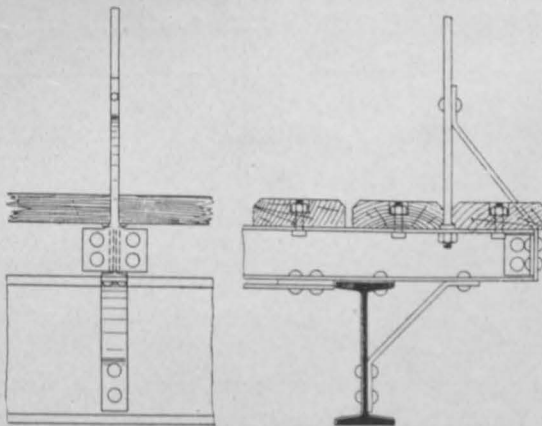


Fig. 12. Fußgängerbrücken mit einfachem Bohlenbelage. Offene Fahrbahnen. 1:15.

Fahrbahntafel wird in der Regel aus Eisen hergestellt. Ist sie vorhanden, so soll sie eine dichte, andernfalls eine offene genannt werden. Als Beispiele stellen dar: Fig. 14 eine dichte Fahrbahntafel, die aus glattem Eisenblech gebildet und mit

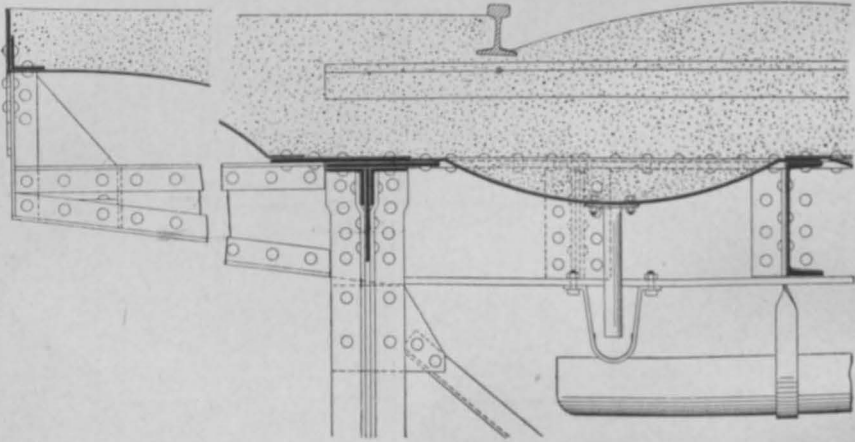


Fig. 13. Unterführung der Luxemburgerstraße in Köln. Dichte Fahrbahntafel mit Kiesbett und Schienensträngen. 1 : 20.

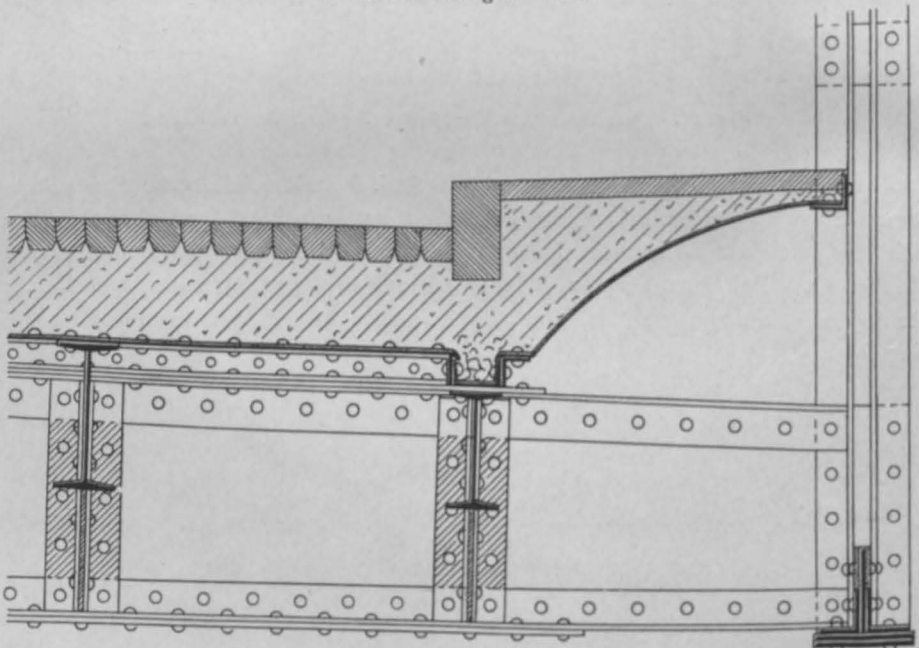


Fig. 14. Dichte (aus glattem Bleche gebildete) Fahrbahntafel einer Straßenbrücke. 1 : 20.

dem Bahngerippe vernietet ist. Ihre Decke besteht aus Kies und darüber angelegtem Pflaster. Fig. 15 gibt einen Blick von unten auf das Bahngerippe der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Dömitz.

Die *Stützen* (Lager) des Haupttragwerkes dienen zur mittelbaren Übertragung der *Stützenkräfte* auf den Unterbau der Brücke. Ihre wichtigen *statischen Beziehungen* zum Haupttragwerk, ebenso wie auch die von ihnen zu erfüllenden baulichen Bedingungen, sind (unter St. I. 3) bereits klargelegt worden. Aus-

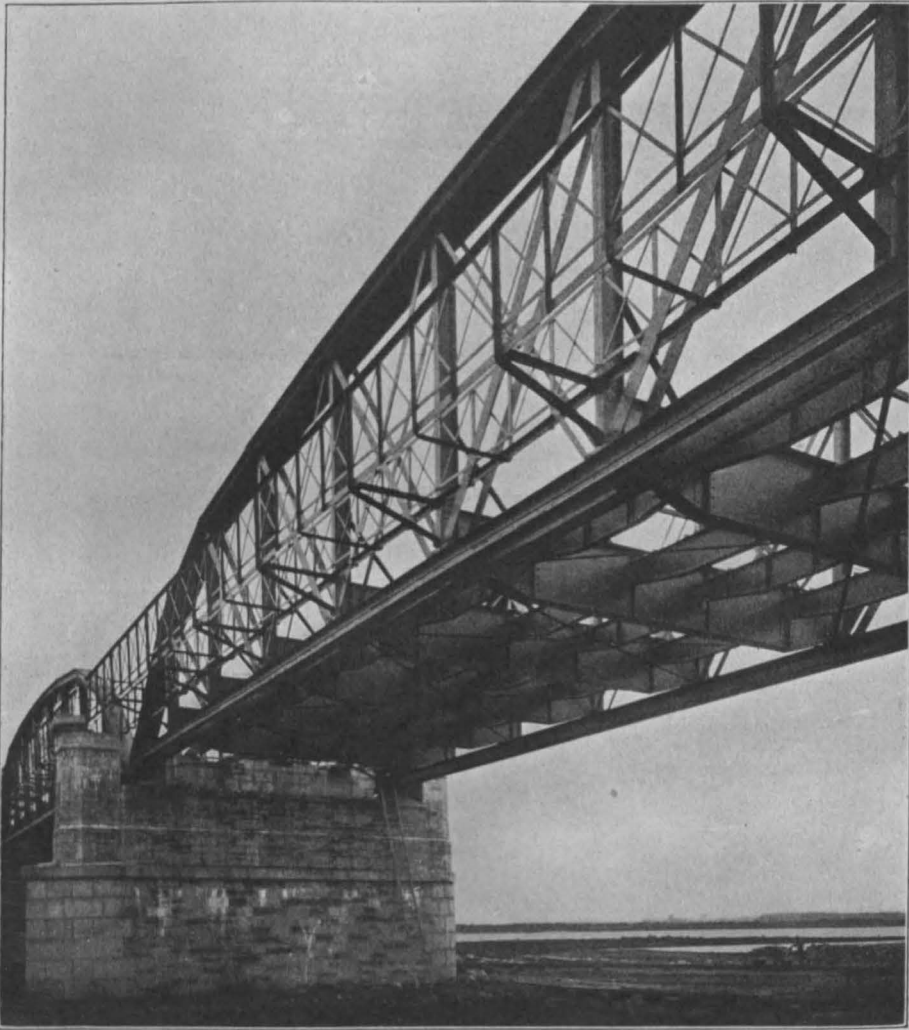


Fig. 15. Elbbrücke vor Dömitz. Blick unter das Bahngerippe, das noch keine Geleise trägt.

führlicheres darüber folgt bei der Beschreibung der baulichen Einzelheiten im II. Bande. —

3. Der *Unterbau* hat in *erster* Linie die in den Stützpunkten auftretenden Stützenkräfte aufzunehmen und derart zweckmäßig zu leiten und zu verteilen, daß weder in ihm selbst, noch im Untergrunde, die zulässigen Spannungen (St. I. 7) überschritten werden. Außerdem fällt dem Unterbau die Aufgabe zu, die Brücken-



Fig. 16. Wegeüberführung der Linie Smyrna-Cassaba.

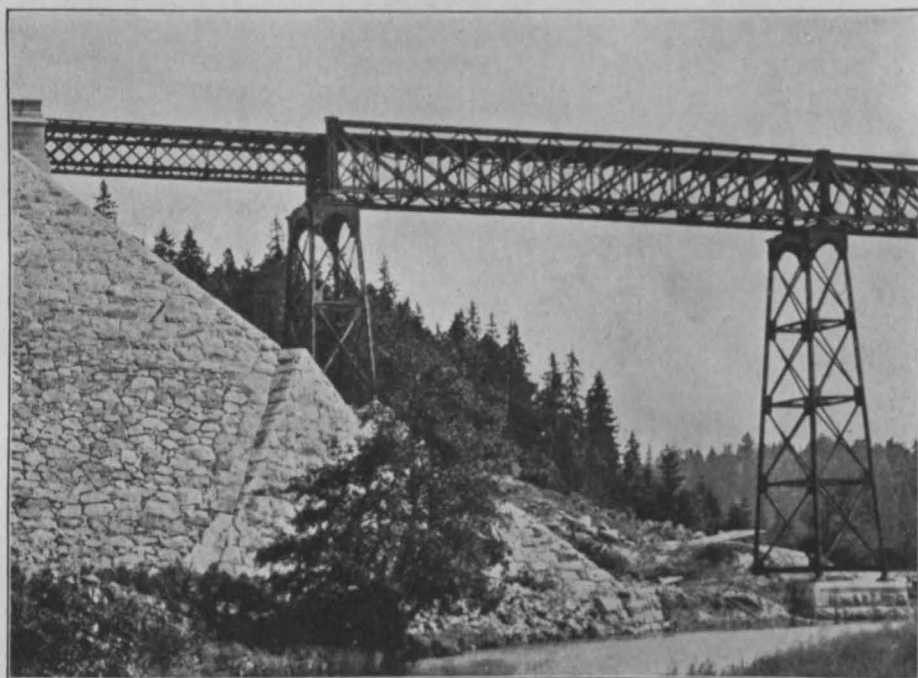


Fig. 17. Talübergang bei Weland in Schweden. 1878.

öffnung gegen die anstoßenden Verkehrswege abzuschließen. Liegen diese Wege auf Erddämmen, so geschieht dies am besten durch *Steinunterbauten*, die *Widerlager* oder *Endpfeiler* genannt werden (Fig. 16 u. 17). Enthält die Brücke mehrere Öffnungen, so werden *Zwischenpfeiler* oder *Säulen* nötig, die aus Stein oder Eisen gebildet werden. Die Stützflächen des Unterbaues im Untergrunde werden aber am besten aus Stein hergestellt (St. I. 9). Fig. 18 veranschaulicht eine Eisenbahnüberführung, deren Mittelpfeiler unter den äußeren Hauptträgern aus Eisen, dazwischen aus Stein gebildet sind. Fig. 19 gibt das Bild einer Themsebrücke Londons, deren Mittelpfeiler alle als eiserne Rundsäulen hergestellt sind.

In besondern Fällen können Brücken zur Ausführung kommen, bei denen die Endpfeiler ganz fehlen, so daß die Stützen unmittelbar auf den Erddämmen der anstoßenden Verkehrswege zu liegen kommen. Fig. 20 stellt eine solche Brücke dar. Die anstoßenden Erddämme liegen auf stark zusammenpreßbarem Moorboden. Deshalb hat man die in den Endstützen auftretenden Stützenkräfte möglichst zu verkleinern gesucht. Das geschah durch *Einlegen eines Gelenkes* in der Nähe jeder Endstütze, wodurch in der Fahrbahn Auslegerenden (sog. *Schleppträger*) gebildet wurden, die einerseits ein geringes Heben und Senken der Endstützen zulassen, anderseits aber auch (wegen ihrer kleinen Länge) nur *eine* Achslast des Eisenbahnzuges aufnehmen und übertragen.

2. Einteilung der Brücken nach der Art ihrer Hauptträger.

1. In meinen Vorlesungen über Statik (St. II. 1) habe ich zwei Hauptarten von ebenen Trägern unterschieden: *Balkenträger* und *Bogenträger*. Als Unterscheidungsmerkmal dient die Richtung ihrer Stützenkräfte unter dem Einflusse von *lotrecht* wirkenden Lasten: *Unter lotrechten Lasten erleiden Balkenträger immer nur lotrecht gerichtete und Bogenträger stets schräg gerichtete Stützenkräfte*.

Nicht die Gestalt der Trägerscheibe (als Balken oder Bogen) gibt das entscheidende Merkmal, sondern *die Art ihrer Stützung*. Der in Fig. 21 dargestellte Träger ist, trotz der Bogengestalt seiner Scheibe, ein Balkenträger und der in Fig. 22

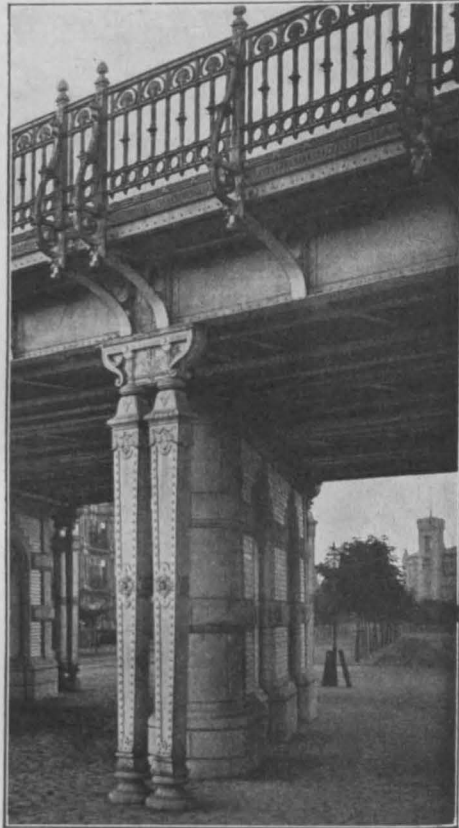


Fig. 18. Unterführung der Straße Alt-Moabit der Berliner Stadtbahn.



Fig. 19. Eisenbahnbrücke bei Cannonstreet Station in London.

gezeichnete Träger ist ein Bogenträger, obwohl seine Scheibe den Umriß eines Balkens zeigt.

Jede Stützenkraft eines *Bogenträgers* läßt sich in eine lotrechte und eine

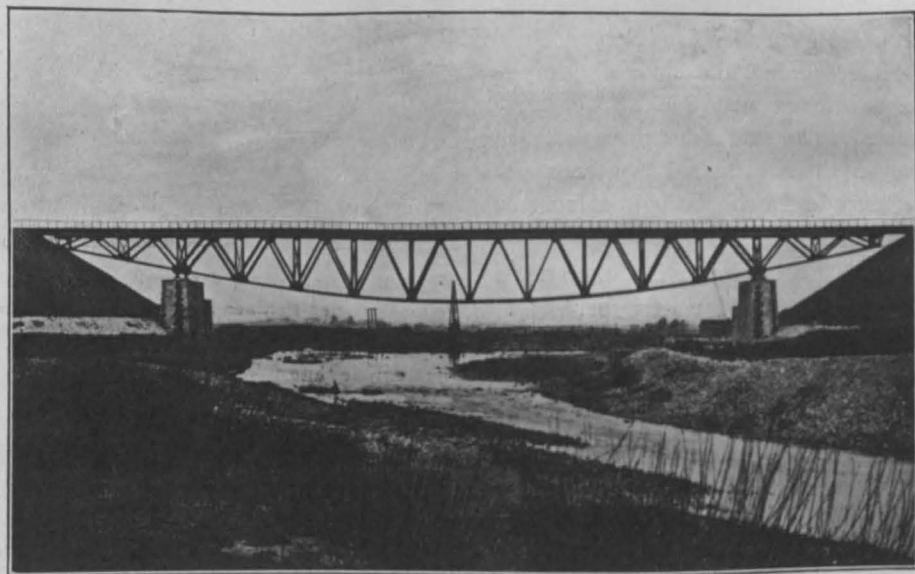


Fig. 20. Hotzenplotzbrücke der Eisenbahnlinie bei Deutsch-Resselwitz. 1904.

wagerechte Seitenkraft zerlegen. Das Vorhandensein solcher wagerechten Seitenkräfte ist danach das alleinige Merkmal des Bogenträgers. Aus diesem Grunde nenne ich die wagerechte Seitenkraft (an Stelle der auch gebräuchlichen älteren Bezeichnungen *Horizontalkraft*, *Horizontalschub*, *Horizontalszug*) die *Bogenkraft*. In einer einfachen Bogenscheibe (Fig. 23) ist die Bogenkraft H (die wagerechte Stützenkraft) nach innen gerichtet. Bei einer Hängebogenscheibe (Fig. 23) kehrt sie sich aber nach außen.

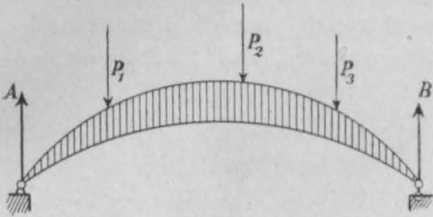


Fig. 21.

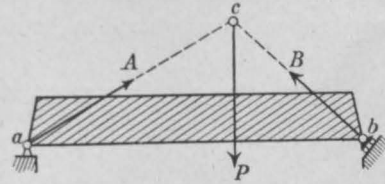


Fig. 22.

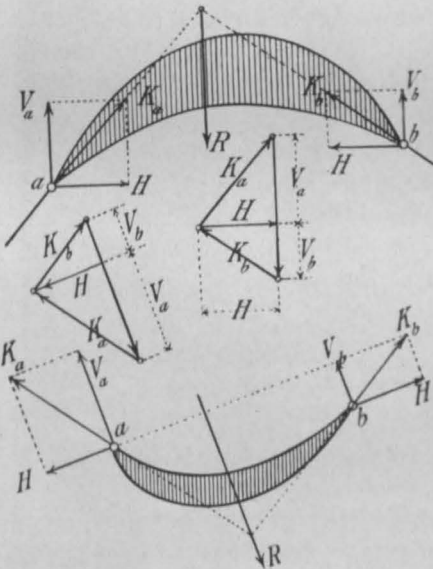


Fig. 23. Bogenträger. Äußere Kräfte.

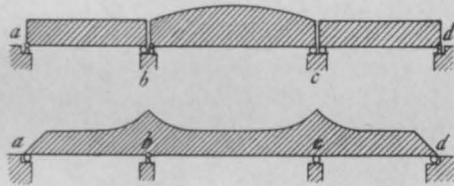


Fig. 24—25.

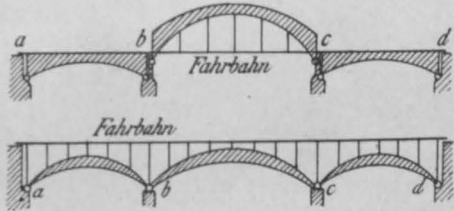


Fig. 26—27.

Fig. 24—27. Einfache und durchgehende Träger.

Mit Rücksicht auf obige *Verschiedenheiten in der Art ihrer Stützung* teilt man die Hauptträger der Brücken in *Balkenträger*, *Bogenträger* und *Hängebogenträger* ein. Und danach unterscheidet man bei den Brücken selbst die drei Gattungen:

Balkenbrücken, *Bogenbrücken*, *Hängebrücken*.

Denkt man sich die Brücke durch Anbringen der von den Lasten verursachten Stützenkräfte statisch ins Gleichgewicht gebracht, so erfährt die Balkenbrücke *keine* Bogenkraft. Bei Bogenbrücken entstehen dann nach *innen* gerichtete, bei Hängebrücken nach *außen* gerichtete Bogenkräfte. Außerdem unterscheiden die genannten drei Brückengattungen sich noch durch die Art der in ihren Hauptträgern

erzeugten *Spannungen*. Während nämlich in der Balkenbrücke bekanntlich ein starker Spannungswechsel eintritt (St. II. 20), ist das bei den Bogen- oder Hängebrücken viel weniger der Fall: Im wesentlichen erfahren Bogengurte nur *Druckspannungen*, Hängegurte dagegen nur *Zugspannungen*. Auch ist der Spannungswechsel in Bogenwänden im allgemeinen geringer als in Balkenwänden.

2. Wenn es sich um die Überbrückung *mehrer Öffnungen* handelt, können Balken- und Bogenbrücken gleich bequem, entweder als *einfache* oder als *durchgehende* Träger, verwendet werden, wie dies die Fig. 24—27 ohne nähere Erläuterung erkennen lassen. Schwieriger gestaltet sich aber die Herstellung von einfachen und durchgehenden Trägern bei Hängebrücken, weil die Stützpunkte des



Fig. 28. Brücke der Warusu über den Pangani, Deutsch-Ostafrika.

Hängebogens über dessen Scheitel zu liegen kommen, während sie beim gewöhnlichen Bogenträger unterhalb liegen. Deshalb kann die Bogenkraft bei stehenden Bogenträgern unmittelbar von *tief* liegenden Pfeilerpunkten oder Widerlagern aufgenommen werden (Fig. 26—27). Beim Hängebogen muß aber zu diesem Zwecke an beiden Trägerenden ein *hoch* liegender Stützpunkt besonders geschaffen werden. Über solche Schwierigkeiten konnten sich Naturvölker leicht hinwegsetzen, indem sie z. B., wie in der Fig. 28 u. 29 veranschaulicht wird, als Stützpunkte vorhandene Bäume oder auch wohl Felsstücke benutzen. Wo dies aber, wie bei neuzeitlichen Bauwerken nicht möglich ist, müssen zur Schaffung von hochliegenden Stützpunkten besondere *Stützpfeiler* errichtet werden. Wie das in einfachster Weise geschehen kann, zeigt eine Urwaldbrücke in Alaska (Fig. 30). Die Bogenkraft greift an den

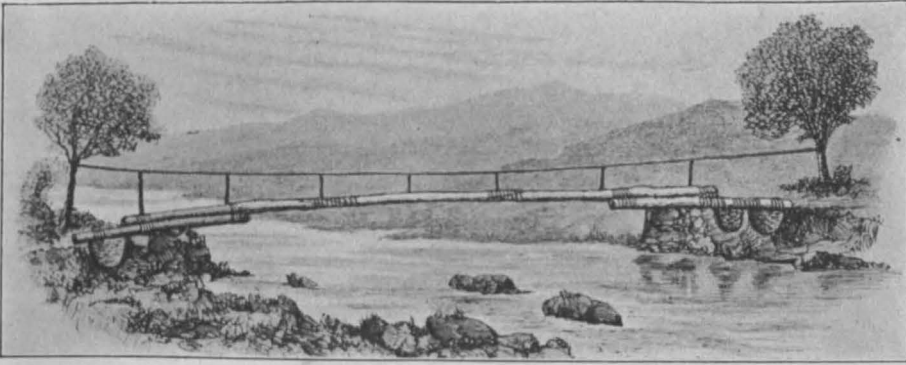


Fig. 29. Urwüchsige Hängebrücke im Kaukasus.

Stützpfeilern oben an. Um diese also nicht zu stark und massig zu erhalten, muß das Bogenkraftmoment in bezug auf den Stützpfeilerfuß möglichst aufgehoben werden. Das geschieht, wie in Fig. 30, durch Anbringen von Rückhaltseilen, (Kabel, Ketten), die im Endpfeilermauerwerk zu *verankern* sind. Bei über mehreren Öffnungen durchgehenden Hängebrücken führt man den Hängegurt jeder Endöffnung nur bis zu seinem Scheitelpunkte und verankert ihn dort mit den Endpfeilern



Fig. 30. Urwüchsige Hängebrücke in Alaska, über den Indianriver bei Silka.



Fig. 31. Alte Eastriverbrücke in New-York. 1870—76.

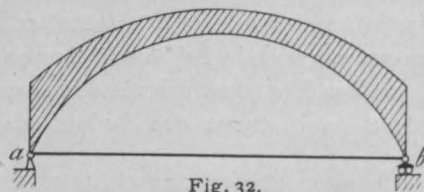


Fig. 32.

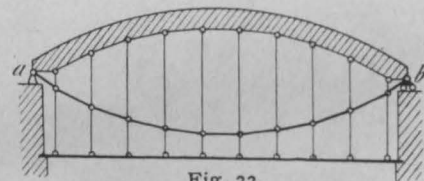


Fig. 33.

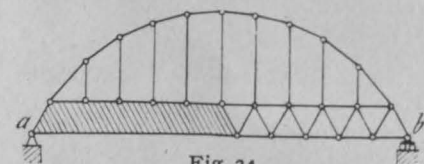


Fig. 34.

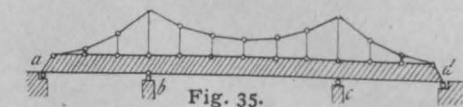


Fig. 35.

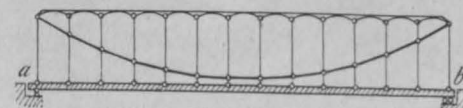


Fig. 36.

Fig. 32—36. Verbindungen von Balken und Bogen.

(Fig. 31). Auch das Bild der Towerbrücke in Fig. 6 veranschaulicht dies.

3. Die vorkommenden *Verbindungen* von Balken und Bogen oder von zwei Bogen miteinander können derart angeordnet werden, daß der dadurch entstehende Träger ein *Balkenträger* wird. Wie das geschehen kann, veranschaulichen die Fig. 32—36 und viele ausgeführte Brückenbauten, von denen im zweiten Abschnitte die Rede ist. In Fig. 32 wird die Bogenkraft der Trägerscheibe durch einen zwischen den Stützpunkten *a* und *b* eingespannten Stab (Zugband, Zuggurt) aufgehoben. Um die elastische Dehnung des Zugbandes *ab* zu ermöglichen, muß eine der Stützen beweglich sein (St. III. 37, d), der Träger Fig. 33 zeigt eine Bogenscheibe, die mit einer Kette (Hängbogen) in den Stützpunkten *a* und *b* fest verbunden ist. Dadurch heben sich in jedem Stützpunkte die betreffenden Bogenkräfte zu Null auf. Der Träger ist also ein *Balkenträger*. Vgl. die Saltashbrücke im zweiten Abschnitte. In der Fig. 34 ist ein *schlaffer* (für sich allein nicht steifer oder starrer)

Bogen mit einem Balken vereinigt, der die Bogenkraft (als Längskraft) aufzunehmen hat. Vgl. die Murbrücke in Graz (Fig. 37).

Fig. 35 veranschaulicht einen über vier Stützen *durchgehenden* Balkenträger, der durch einen (mit den Trägerenden verbolzten oder vernieteten) Hängegurt (Ketten- oder Kabelgurt) versteift ist. Dadurch wird der durchgehende Balken gezwungen, die Bogenkraft als Drucklängskraft aufzunehmen. Derartige Hauptträger zeigt die Mühltorbrücke über den Elbe-Trave-Kanal in Lübeck. Eine äußerst seltene Anordnung zeigt die *Augartenbrücke* in Wien (Fig. 36). Jeder ihrer Hauptträger bildet einen Hängebogen (Hängewerk), dessen Bogenkraft durch einen obern *Druckgurt* aufgehoben worden ist. Vgl. das Bild der Brücke im zweiten Abschnitte § 8.

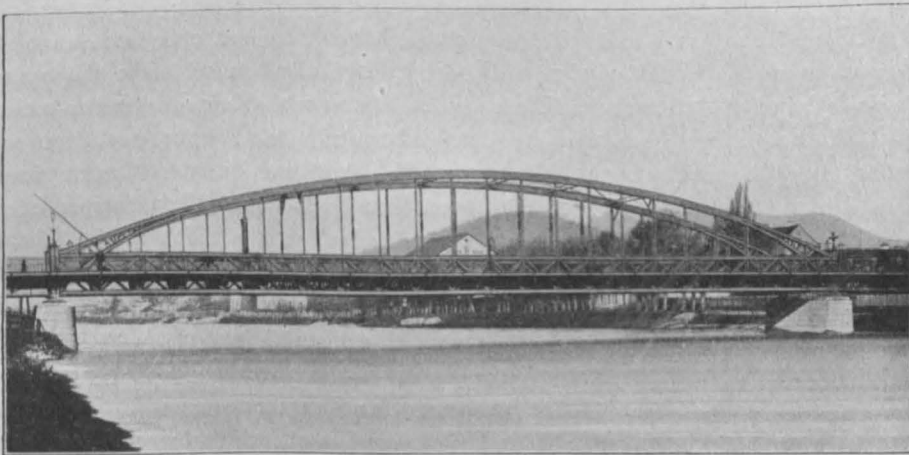


Fig. 37. Ferdinandsbrücke über die Mur in Graz. 1882.

3. Umfang und Einteilung der Vorlesungen.

1. Das Lehrgebiet des Eisenbrückenbaues ist teils theoretischer, teils praktischer Natur und umfaßt in seiner Gesamtheit die *Berechnung*, den *Entwurf* und die *Herstellung* der Eisenbrücken. Dabei ist es mit einigen Grenzgebieten eng verwachsen: Das sind *Eisenhüttenkunde*, *Baustoff-* und *Festigkeitslehre* sowie auch *Statik der Bauwerke*.

Die Grundlagen der *Berechnung* von Eisenbrücken habe ich in meinen gedruckten »*Vorlesungen über Statik der Baukonstruktionen und Festigkeitslehre*« bereits gegeben. Deshalb konnte ich den vorliegenden ersten Band des Eisenbrückenbaues von weitläufigen Berechnungen freihalten, indem ich überall da, wo statische Grundlagen der zu besprechenden Bauanordnungen berührt wurden, entweder auf jene Vorlesungen verwies oder mich darauf stützte, wobei deren drei Bände mit St. I, II, III bezeichnet worden sind. Ausführliche statische Berechnungen folgen im II. Bande, in welchem besonders die Anordnung der baulichen Einzelheiten fester Brücken zum Vortrage gelangen.

Für den *Entwurf* einer Brücke sind in erster Linie die durch die Natur ihrer Baustelle gegebenen Bedingungen maßgebend. Diesen sollte sich das Gesamtbild des Entwurfes derart vollkommen anschließen, daß es nach erfolgter *Herstellung* mit der Landschaft seiner Umgebung wie natürlich verwachsen erscheint und daß es der fertigen Brücke, bis hinunter auf ihren Untergrund, in keinem Teile an der nötigen *Sicherheit* (St. I. 12) mangelt. Das ist allerdings eine ideale Forderung, die zu erfüllen bisher nur wenigen Meistern der Kunst gelungen ist. Denn oftmals widerspricht ihre Erfüllung andern berechtigten Forderungen, namentlich dem Verlangen nach *Sparsamkeit* und *Wirtschaftlichkeit*.

Wie überall, so ist auch bei großen Brückenbauten, deren Kosten oft viele Millionen betragen, das Sparen am rechten Orte eine schwere Kunst, die häufig erst gelernt wird, wenn die durch ihre Vernachlässigung verursachten bitteren Erfahrungen nachfolgen. Es gibt auch heute noch einzelne, die das Entwerfen einer Eisenbrücke für ein reines Rechenexempel halten, dagegen aber auch andere, die noch in dem Wahne befangen sind, der Eisenbrückenbau sei nicht viel mehr als ein bißchen Schlosserarbeit. Diese beiden Sorten von »Kennern« stehen meist außerhalb des Faches, weshalb ihr Urteil über technische Dinge auch von so großer »Unbefangenheit« zeugt. Versuche, die günstigste (billigste) Gestalt eines Eisenbaues unter Anwendung der Sätze von den Größt- und Kleinstwerten oder dgl. auf rein mathematisch-statischem Wege zu finden, sind ziemlich wertlos, denn sie führen nie zum rechten Ziele. Jede Rechnung schafft nur ein dürres Gerippe für den Entwurf, das der Ingenieur, bildlich gesprochen, erst mit Fleisch und Blut zu umhüllen und dem er, sozusagen, lebendigen Odem einzuhauchen hat. Um ein großes Brückenbauwerk vollkommen zu gestalten, bedarf es vielmehr eines Künstlers als eines Statikers oder gar eines Handwerkers. Wenn heute etwas Großes geschaffen werden soll, müssen Ingenieurkunst und Ingenieurwissenschaft zusammengehen. Und sie können dabei auch der Mitarbeit des Baukünstlers nicht entbehren.

Mit Recht sagt auch COOPER, ein bedeutender amerikanischer Ingenieur: »*Die größte Sparsamkeit beruht nicht in der Erzielung einer geringsten Baustoffmasse*«. Ein Brückenbauwerk sollte in erster Linie dauernd *betriebssicher* sein. Diese unerläßliche Forderung verträgt sich aber, wie weiterhin noch mehr zu begründen sein wird, nicht immer mit der größten Sparsamkeit.

Nach obigem wird es eine *Hauptaufgabe der Vorlesungen* sein müssen, darzulegen, *wie der Entwurf einer Eisenbrücke mit seinen Einzelheiten zu berechnen und zu gestalten ist, um in dem fertigen Bauwerke neben einer ausreichenden Sicherheit aller Teile eine möglichst geringe Baustoffmenge und gefällige, seiner Bedeutung und seiner Örtlichkeit angemessene Formen zu erhalten*. Zu diesem Zwecke werden *Beschreibungen* der wichtigsten gebräuchlichen Brückenanordnungen zu geben sein, um durch ein vergleichendes Abwägen ihrer Vorteile und Nachteile erkennen zu lassen, welche der Anordnungen für einen gegebenen Entwurfsfall, im Sinne der umschriebenen Hauptaufgabe, die passendste sein wird. Auch wird auf die *geschichtliche Entwicklung* der Brückensysteme aller Kulturstaaten ausführlich eingegangen werden müssen, denn auf keinem bessern, als auf dem geschichtlichen

Wege lernt man den Wert verschiedener Anordnungen für die Gegenwart richtig beurteilen und erkennen, was heute vom Veralteten mit Recht beiseite zu lassen ist. Solche und ähnliche Überlegungen führten mich dahin, im vorliegenden I. Bande die allgemeinen baulichen und die geschichtlichen Grundlagen des Eisenbrückenbaues zu vereinigen und dabei in der Regel das »bauliche« dem »geschichtlichen« voranzustellen. Das gewährt gewisse Vorteile für den Unterricht und das Selbststudium. Denn nur solche Leser werden sich auf den verschlungenen Wegen der geschichtlichen Entwicklung überall leicht zurecht finden, die von vornherein ihr Ziel kennen gelernt haben und es klar und deutlich vor sich sehen.

2. Der I. Band enthält danach zwei Abschnitte:

I. Eisenbrücken und Eisen im allgemeinen,

II. Die geschichtliche Entwicklung des Eisenbrückenbaues.

Die *Einleitung* (§ 1) des ersten Abschnittes, in welcher wir uns jetzt befinden, enthält eine kurze Übersicht der geschichtlichen Entwicklung des *Gesamtbrückenbaues*, von der vorgeschichtlichen Zeit ab bis zur Schwelle des 19. Jahrhunderts. Daraus ist u. a. zu entnehmen, wie die Brückensysteme der Naturvölker und der alten Kulturvölker schon in gewissem Grade für die Systeme der heutigen Eisenbrücken vorbildlich gewesen sind. In den §§ 2—5 folgen ausführliche Darlegungen über »*das Eisen in hütten- und bautechnischer Beziehung*«, über »*Belastungen und zulässige Spannungen*«, über »*Niete und Schrauben als Verbandmittel*« und über die »*Gesamtanordnung der festen Eisenbrücken*«. Auch hierbei ist (wie in der *Einleitung*) die geschichtliche Seite der besprochenen Gegenstände nicht aus dem Auge gelassen worden. So geben an passender Stelle eingeschobene Rückblicke, anschauliche Bilder nicht allein von der Entwicklung der Eisendarstellung bis zur Gegenwart, sondern auch von den neuzeitlichen Bestrebungen zur Erforschung der Beziehungen zwischen Belastungen und Spannungen auf dem Wege des Versuches, sowie auch zur wissenschaftlichen Festsetzung des *Sicherheitsgrades* eines Eisenbaues (St. I. 12) und dgl. mehr.

Im zweiten Abschnitte habe ich meine früheren Schriften über Eisen und Eisenbrückenbau an vielen Stellen benutzt, und außerdem auch wertvolle Beiträge verarbeitet, die mir von deutschen und ausländischen Fachgenossen in bereitwilliger, dankenswerter Weise zur Verfügung gestellt worden sind.

Im *Anhange* sind einige zum § 3 gehörige Eigengewicht-Tabellen usw. zusammengestellt. Auch erhält der Anhang ein ausführliches Personen- und Sachverzeichnis.

4. Die ältesten Brücken.

1. Die Anfänge des Brückenbaues verschwinden im Dunkel der vorgeschichtlichen Zeit. Wenn man versuchen will, sich ein Bild davon zu machen, welcher Art die ersten Brücken wohl gewesen sein mögen, so braucht man sich im Geiste nur in jene undurchdringlichen Wälder und Einöden zu versetzen, in denen jahrtausendlang, unberührt vom Strome des Weltverkehrs, so viele Naturvölker ihr Leben gefristet haben. Was uns Weltreisende, Naturforscher und Archäologen in ihren



Fig. 38. Umgestürzte Baumstämme als Brücke über eine Schlucht.



Fig. 39. Wasserfall des Nam-Se im oberen Laos-Lande.

Berichten von jenen Stätten erzählen, das wird sich überall und jederzeit, unter gleichen Verhältnissen, auch in grauer Vorzeit ähnlich abgespielt haben. Von solchen allgemeinen Betrachtungen ausgehend, suchte ich in den Berichten der genannten Forscher nach Bildern von Brücken der Naturvölker und gebe davon (in den Fig. 38—44) eine kleine Auswahl, um darzutun, wie in diesen uralten und urwüchsigen Bauwerken, ihren Schöpfern unbewußt, bereits die Keime für eine höhere Entwicklung ruhten. Es hat eben zu allen Zeiten geborene Erfinder gegeben, Menschen mit einer lebhaften und ruhig überlegenden Einbildungskraft, die ohne alle theoretischen Kenntnisse ihre Ideen aus der alleinigen Beobachtung der Naturvorgänge schöpften. Denn »im Anfange war die Tat«. Und nichts läßt das menschliche Tun und die Entwicklungsstufen der Ingenieurkunst im besondern, in wahrhaftigerem Lichte erscheinen als dieses tiefsinnige Dichterwort.

Sehr frühe schon hat der Naturmensch gelernt, natürliche Hindernisse, die sich seinen Pfaden entgegenstellten, aus dem Wege zu räumen. Ob seine ersten Brücken von Holz oder Stein waren, ist eine müßige Frage. Vom Sturm oder Blitz gefällte Baumstämme (Fig. 38); Gerölle oder aufgetürmte Steine, mehr oder minder roh gefügt; Schlingpflanzen oder Pflanzenfasern, zu Seilen verflochten von Baum zu Baum (Fig. 42—43), von Ufer zu Ufer, eine Schlucht oder einen Wasserlauf überspannend: das waren die ersten einfachen Brücken, über welche hinweg der Naturmensch sein Ziel zu erreichen strebte. Selbst über gewaltige schäumende Wasserfälle hinweg sucht sich

die Kunst der Wilden aus Baumstämmen einen Weg zu bahnen (Fig. 39). Zwischen diesen ersten Anfängen und der hochentwickelten Brückenbaukunst des Altertums liegt eine weite Kluft, das Dunkel von Jahrtausenden, das uns die Geschichte bislang nur wenig aufzuhellen vermocht hat. Zu den nachfolgenden Bildern der Naturbrücken ist noch das Folgende zu ergänzen.

2. Herr CHARLES WIENER², der beauftragt war, die Gegend zwischen *Quito* und dem äußersten schiffbaren Punkte des *Napo* zu untersuchen, bespricht u. a. die Herstellung von Naturbrücken durch die dortigen Indianer: Gleich beim Beginn des zweiten Tagesmarsches führte der Weg an den Rand einer 50 m tief, steil abfallenden Ebene, deren Fuß ein rasender Bergstrom umschäumte. Sofort entblößten die Indianer einen Baum von seinen Blättern, hieben den Stamm ab und ließen diesen mit großer Gewandtheit derart fallen, daß sein unteres Ende an den Rand des Abgrundes gelehnt blieb. Dann kletterte einer der Leute rittlings auf den Stamm und, indem er sich dabei langsam abwärts gleiten ließ, brachte er darin mit seinem Messer stufenartige Einschnitte an. Die ganze Karawane passierte diese nichts weniger als bequeme Treppe ohne Unfall. Ein einziger Fehltritt wäre mit dem Tode geüßt worden.

Derselbe Reisende erzählt weiter: Die Bergbewohner von *Papallacta* werfen Bäume und Baumstämme von einem Ufer zum andern. Mit einigen Metern Lianen versehen, wagt sich dann einer von ihnen auf die Stämme. Der schleudert dort das eine Lianenende mit kräftigem Schwunge unter den schwankenden Stämmen durch, so daß es auf der andern Seite wieder hoch kommt und dort mit der linken Hand gefaßt und verknüpft werden kann. Das wiederholt er alle zwei Schritt und fügt so aus den verschiedenen tragenden Teilen eine Art Planke zu-



Fig. 40. Eukalyptusstamm als Brücke über den Nammoy in Südastralien.



Fig. 41. Naturbrücke über den Rio Maspa in den Cordilleren.

² Amazonas und Cordilleren. Globus. Bd. 56. 1884.





Fig. 42. Bambusbrücke im Lande der nördlichen Laos bei Xieng—Khong

sammen, über welche nun der Übergang, wenn auch nicht übermäßig bequem, so doch nicht zu schwierig erfolgen kann.



Fig. 43. Brücke aus Bambus auf Borneo.

Besondere Schwierigkeiten bereitete dem Reisenden die Herstellung einer Brücke über den *Rio Maspa* (Fig. 41). Der Fluß war 33 m breit. Um das jenseitige Ufer zu erreichen, wurde zunächst ein Baum wie ein Sprungbrett vorgeschoben und daran fügte man dann noch zwei Bambusstämme. Voll Genugtuung über das gelungene Werk gab man der Brücke den stolzen Namen »*Pont neuf*«. Als aber beim Überschreiten ein Indianer in eine Tiefe von 6 m hinabstürzte und dabei einige Verletzungen erhielt, taufte man die stolze Brücke auf den neuen Namen »*Pont des Invalides*«. Im weiteren Verlaufe der Reise sah man auch eine wirkliche Naturbrücke, nämlich über den *Rio Ossayacu*, wo ein Riesenbaum von einem Ufer auf das andere gestürzt war (Fig. 38).

Die in der Fig. 39 dargestellte Naturbrücke über die Fälle des Nam-Se in Hinterindien erwähnt der

Marinearzt NEIS³. Etwa 30 m über dem unteren Ende der Fälle lag die aus Baumstämmen gebildete Brücke, von welcher aus man einen großartigen Anblick genießen konnte.

Über die in Fig. 42 dargestellte *Bambusbrücke bei Xieng-Khong* im Lande der nördlichen Laos in Hinterindien würde sich (wie es im Berichte⁴ heißt) »ein Europäer nur mit Zittern und Zagen« wagen.

Lehrreich ist auch der Bericht über die in Fig. 43 vorgeführte *Bambusbrücke auf Borneo*⁵. Wenn ein Fluß oder ein Gießbach den Weg unterbricht, sucht der Eingeborne (Dayak) eine passende Übergangsstelle aus, wo — diesseits und jen-

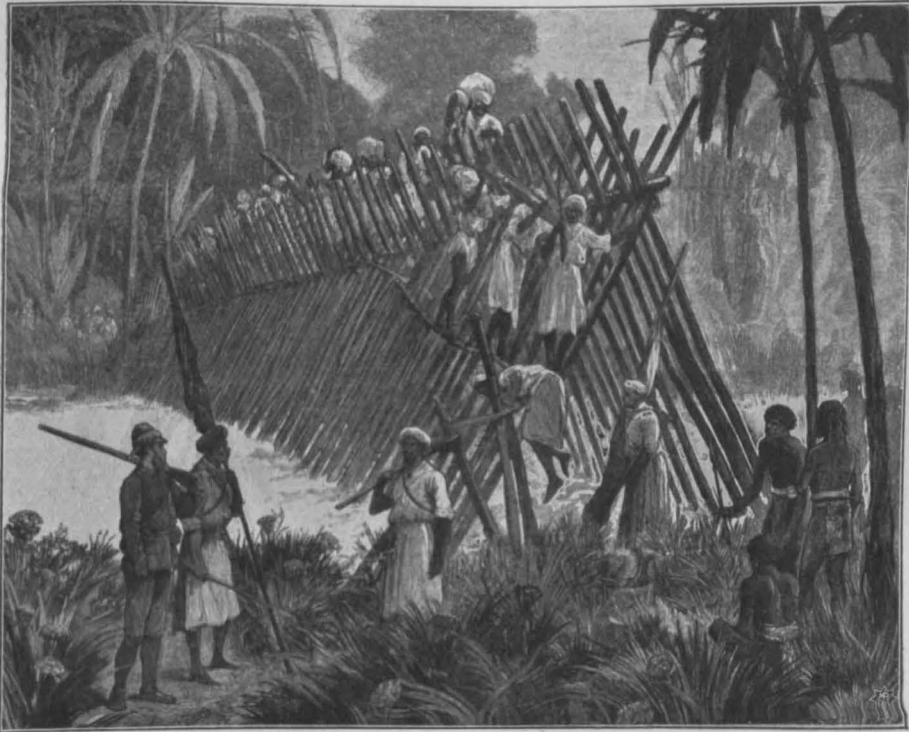


Fig. 44. Leutnant Cameron überschreitet den Lovdi in Mittelafrika.

seits — zwei einander gerade gegenüber liegende Bäume stehen, deren Zweige weit über das Wasser heraus hängen. Zwischen beiden Bäumen baut er dann eine *Hängebrücke* aus Bambusstäben: der Brückenpfad besteht aus einem einzigen starken Bambusstamme, an welchem auf einer Seite eine Art von Geländer befestigt wird, das aber mehr zur *Versteifung* der Bahn selbst dient, als einen wirklichen Halt beim Überschreiten verleiht. Dieser Bambuspfad wird dann mit Hilfe von

³ Reise im obern Laos-Lande. Globus. Bd. 49. 1886.

⁴ Globus. Bd. 22. 1872. S. 323.

⁵ Streifzüge unter den Dayaks auf Borneo. Globus. Bd. 3. 1863. S. 140.

starken Rotangs — das sind sehr lange, oft gerunzelte oder gewundene Stengel einer wuchernden Palmenart (*Calamus*) — an den stärksten Baumästen aufgehängt. Der Pfad fällt an beiden Enden des Bambusstammes in sehr scharfem Winkel ab und für einen Europäer ist der Marsch über eine solche »Brücke« nichts weniger als angenehm. Sie schwankt nicht nur auf und ab unter den Tritten, sondern nicht selten bewegt sie auch der Wind hin und her. Der Eingeborene hat aber



Fig. 45. Urwüchsige Ausleger-Holzbrücke in Japan.

starke Nerven und nimmt solche Brückenpfade unbekümmert und so sicher wie ein Seiltänzer.

Ähnliche luftige Natur-Hängebrücken, darunter auch einige, die *aus den deutschen Kolonien Südafrikas stammen*, sind auch noch im zweiten Abschnitte abgebildet. Im Gegensatze dazu steht die in der Fig. 44 dargestellte von CAMERON⁶

⁶ The Central-African Expedition. The Graphic. 1876. April 15.

(1875) über den *Lovdi*fluß in Mittelfrika geschlagene Holzbrücke, und zwar insofern, als sie ihrer steifen, dicht nebeneinander stehenden *Dreiecksjoche* wegen, einen ziemlich bequemen und sichern Übergang gewährt.

3. Die ältesten *Trägerarten* zur Überspannung einer Öffnung waren wohl *Balkenträger* (Holz- oder Steinbalken). Größere Weiten überdeckte man später in Holz durch *Auskragen* (Fig. 45) oder durch Einstellen von stützenden Hölzern, Steinen, Jochen oder Pfeilern. Hölzerne Auslegerbrücken (St. II. 4) gab es in China, Indien und Japan schon seit alten Zeiten. Die in der Fig. 45 dargestellte japanische Holzbrücke bringt den Grundgedanken der Ausleger klar zum Ausdruck. Man sieht auf dem Bilde deutlich, wie die Holzbalken auf einer Uferseite vorkragen oder auslegen und wie der mittlere Teil der Brückenbahn auf den Auslegerenden ruht. Uralt ist auch die Unterstützung eines Balkens durch zwei schräg gestellte Hölzer oder Steine, das *Dreieck-Sprengwerk*. Durch schräg gegeneinander gestellte Steinblöcke überdeckte Gallerien (Fig. 46) findet man schon in den von DÖRPFELD aufgedeckten Überresten der *Oberburg von Tiryns* (vor dem 10. Jahrh. v. Chr.).

Das *Löwentor in Mykene* (Fig. 47) zeigt Mauerschichten, die gegen ein Steindreieck abgestützt sind. Das sog. *Schatzhaus des Atreus* dort besaß ein durch bloßes Auskragen der Steine hergestelltes Gewölbe. Noch älter aber sind wohl die Kraggewölbe⁷ in der Totenstadt Mongheir (vormals Ur), die einen etwa 1 m breiten, 1,5 m hohen und 2 m langen Raum überdecken (Fig. 48).



Fig. 46. Gallerie in der Südmauer der Oberburg von Tiryns nach der Ausgrabung von DÖRPFELD im Jahre 1885.



Fig. 47. Löwentor in Mykene.

⁷ PERROT et CHAPIEZ, *Histoire de l'Art dans l'antiquité*. 1884. II. S. 232. Nach TAYLOR, *Journal of the royal asiatic Society*. XV. S. 273.

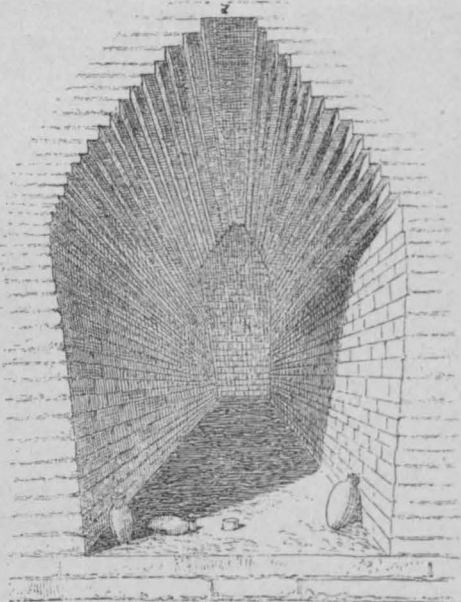


Fig. 48. Kraggewölbe aus der Totenstadt Mongheir (Ur).

Nach DURM kamen auch bei altägyptischen Bauten schon, wie beim römischen Dache, reine Dreiecksstabwerke (St. I. 5) vor.

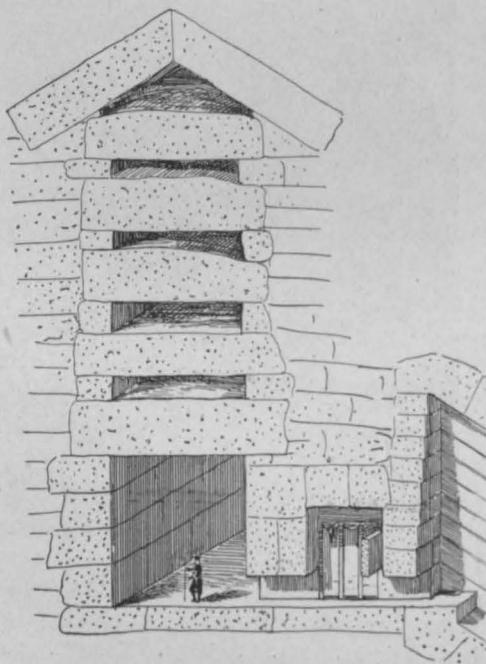


Fig. 49. Abdeckungen in der Cheops-Pyramide.

5. Die Holzbrücken der alten Kulturvölker im Orient. Die gegliederten hölzernen Träger haben sich aus den Dachwerken entwickelt. Bereits bei den Steinbauten der Pyramiden (Fig. 49) verwendete man das Dreiecksdach. Das hölzerne Dreiecksdach, bestehend aus zwei Sparren und einem untern Streckbalken, ist uralte. Man gebrauchte es beim Hausbau, nachdem man erfahren hatte, wie man den Schub (oder die Bogenkraft) der Sparren durch Einziehen des Streckbalkens aufheben und dadurch die Hauswände von Momentenwirkungen befreien konnte. Im altrömischen Dache benutzte man später auch die mittlere Hängesäule und dazu kamen dann, bei größeren Dachweiten, noch die vom Fuße der Hängesäule ausgehenden beiden Streben (Fig. 50).

1. Die ältesten Brücken, von denen wir glaubwürdige, geschichtliche Nachrichten haben, waren Schiffbrücken mit hölzernen Überbauten, die man mit Hilfe von Tauen und Ankern im Strome festlegte. Das waren Bauwerke ähnlicher Art, wie man sie auch noch bei den ersten Überbrückungen der europäischen Ströme bevorzugte. Ja, selbst heutigen Tages werden solche Schiffbrücken, trotz ihrer großen Unbequemlichkeiten für den Verkehr von Ufer zu Ufer, auf vielen schiffbaren Strömen noch beibehalten. Eins der bekanntesten Beispiele bietet heute die Schiffbrücke zwischen Köln und Deutz. Deren Tage sind aber jetzt auch gezählt, denn die Stadt Köln ist im Begriff, an ihrer Stelle eine neue großartige eiserne Straßenbrücke zu bauen, wovon weiterhin noch näher die Rede sein wird.

DARIUS ließ auf seinem Zuge gegen die Skythen (515 v. Chr.) zwei Schiffbrücken schlagen, die eine über den *Bosporus*, unter der Leitung des Baumeisters MANDROKLES aus Samos, die andere in der Nähe der Donaumündungen durch jonisches Schiffsvolk. DARIUS, hocheifrig über die guten Leistungen seines Baumeisters, belohnte ihn königlich und MANDROKLES verwendete einen Teil des goldenen Lohnes dazu, um für den berühmten Tempel der Juno in Samos, seiner Heimat, ein Gemälde von dem gesamten Brückenbau zu stiften, mit folgender Inschrift:

«Da er des Bosporus Wasser bebrückt, hat der Meister des Werkes,
«Mandrokles, dieses Gedächtnisbild der Hera geweiht,
«Mit dem Kranze sich selbst, mit dem Ruhm die Samier schmückend,
«Da er den Willen des Großkönigs Darius erfüllt.»⁸

Bekanntlich wäre der Bau der Donaubrücke dem DARIUS bald zum Verhängnis geworden, wenn nicht ihre Erbauer, die Jonier, treu zu ihm gestanden und allen Einflüsterungen der Skythen und selbst dem Rate des MILTIADES zum Trotz, die Brücke vor Zerstörung bewahrt hätten.

Weltbekannt ist weiter des XERXES Bau der *Kriegsbrücke über den Hellespont* durch phönizische und ägyptische Bauleute, namentlich, wie der König nach dem ersten verunglückten Versuche den Hellespont mit Ruten peitschen und den Bauleitern die Köpfe abhauen ließ. Zum zweiten Male gelang dann das Werk, und in sieben Tagen und sieben Nächten konnte das Millionenheer des persischen Eroberers in Europa einrücken. Die Brückenbaustelle, zwischen Abydos und Sestos gelegen, ist außerdem noch berühmt durch die Sage von Hero und Leander und dadurch, daß Lord BYRON in Erinnerung an diese Sage im Jahre 1810 in der Zeit von einer Stunde und 10 Minuten hinüber geschwommen ist.

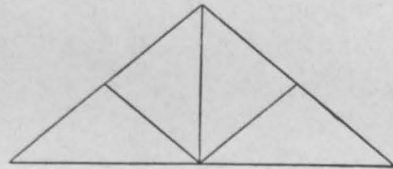


Fig. 50. Römischer Dachbinder.

Auch *Alexander der Große* benutzte Schiffbrücken, als er bei Thapsakos und bei dem heutigen Mosul über den Euphrat setzte, um sich in der babylonischen Ebene mit dem Perserkönig DARIUS CODOMANNUS zu messen (331 v. Chr.) Nach einer alten, aber wohl wenig glaubhaften Handschrift⁹ soll Alexander über den Euphrat eine *feste* Holzbrücke geschlagen haben. Es werden in dieser Schrift sogar Abbildungen des Brückenschlages¹⁰ gegeben (Fig. 51). Im obern Bilde steht Alexander, von seinen Kriegern umgeben, am Ufer und ordnet den Bau an. Die Brücke ist halbfertig. Ein Zimmermann bohrt, ein zweiter behaut Holz und ein dritter legt eine Kette an. Das untere Bild veranschaulicht den Marsch über die fertige Brücke. Darunter steht: »Alexander jussit pontem ligaris cum clavis et catenis ferreis.«

2. Die älteste *feste* Holzbrücke, von welcher wir geschichtliche Kunde haben, wurde (schon etwa 200 Jahre vor dem Übergange Alexanders) in Babylon über den Euphrat gebaut und zwar von NEBUKADNEZAR (im 6. Jahrh. v. Chr.). Sie

⁸ HERODOT. 4. Buch, 88.

⁹ Historia Alexandri Macedoniae regis (Liber de proeliis). Italienisch. Mitte des XIV. Jahrh.

¹⁰ Nach Dr. BRUCK, Die Malereien in den Handschriften des Königreichs Sachsen.

führte neben der Königsburg, nahe den Weltwundern des babylonischen Turmes und der hängenden Gärten, über den dort etwa 600 m breiten Fluß. Es war eine Brücke mit hölzernem Überbau auf Steinpfeilern. Die Pfeilergründung erfolgte ganz im Trocknen, indem man den Euphrat vorübergehend in ein künstlich vorbereitetes Bett leitete. Nach der Beschreibung DIODORS¹¹ — der übrigens ebenso wie HERODOT¹² den Bau der Brücke der sagenhaften Königin Semiramis zuschreibt —



Fig. 51. Der Brückenschlag Alexanders des Großen über den Euphrat (331 v. Chr.).

waren die Pfeiler stromaufwärts (ganz ähnlich wie es heute noch bei unsern Strombrücken Gebrauch ist) mit Vorköpfen versehen, die vorn in eine scharfe Kante ausliefen, um die Gewalt des tiefen und reißenden Stromes zu brechen. Der Überbau der Brücke bestand (nach DIODOR) aus Cedern- und Cypressenbalken und besaß einen Belag aus ungewöhnlich großen Palmenstämmen.

¹¹ DIODOR. 2. Buch, 8.

¹² HERODOT. 1. Buch, 180.

6. Die festen Holzbrücken der alten Römer.

1. Die älteste Holzbrücke Roms über den Tiber war der *Pons sublicius*, weltberühmt durch die heldenmütige Verteidigung des *HORATIUS COCLES* gegen die Etrusker (507 v. Chr.). Ihre Überreste wurden jahrhundertlang von den Priestern — den *pontifices* — die sie erbaut hatten, heiliger Gebräuche wegen erhalten. Heute steht an ihrem Platze eine eiserne Brücke mit dem Namen *Ponte sublicio*.

2. Besonderes Interesse wendete sich von jeher dem Baue der beiden hölzernen Jochbrücken zu, auf denen *CÄSAR* in den Jahren 55 und 53 v. Chr. zwischen Köln und Coblenz mit seinen Legionen über den Rhein gegen Gallien zog. Die lange streitig gewesene Frage, an welchen Stellen der römische Feldherr seinen Übergang bewerkstelligt hat, scheint jetzt endgültig gelöst zu sein. *NISSEN*, Professor der alten Geschichte an der Universität Bonn, berichtete darüber in einer Generalversammlung des Vereins von Altertumsfreunden im Rheinland. Danach ist wohl die bisherige Annahme, die erste *Cäsarbrücke* sei bei Bonn geschlagen worden, endgültig abgethan. *NISSEN* bemerkt dazu, man könne jetzt der Figur des *JULIUS CÄSAR*, die (1899) am Stadtportale der neuen schönen eisernen Bogenbrücke in Bonn angebracht worden ist, das Haupt abnehmen und dafür einen andern Porträtkopf aufsetzen.

Nach der deutschen Übersetzung von *KÖCHLI* und *RÜSTOW* hat die von den Rheinübergängen handelnde Stelle im *Cäsar*¹³ folgenden Wortlaut:

»Als *Cäsar* durch die ubischen Kundschafter erfuhr, daß die Sueben sich in ihre Wälder zurückgezogen hätten, beschloß er nicht weiter vorzurücken; er fürchtete Proviantmangel, da alle Germanen wenig Ackerbau treiben. Doch wollte er wenigstens die Germanen in der Furcht vor seiner Rückkehr lassen und zugleich ihre etwaigen Hilfssendungen (an *Ambiorix*) aufhalten. Er ließ daher, als er das Heer über den Rhein zurückgeführt, das äußerste Ende der Brücke nächst dem ubischen Ufer auf 200 Fuß Länge abbrechen und hier auf dem Brückenende einen Turm von vier Stockwerken errichten; auf dem anderen Ufer legte er einen starken Brückenkopf an und ließ in demselben eine Besatzung von 12 Kohorten unter dem Kommando des jungen *Cajus Volcatius Tullus* zurück.«

Die hier genannte Befestigung des Brückenkopfes für eine Besatzung von 12 Kohorten wurde von *KONSTANTIN KONEN* bei *Urmitz* entdeckt (Fig. 52). Es war dies die erste, älteste Rheinfestung, die als Schutz gegen die linksrheinischen *Trevirer* gedient hat. Sie verlor erst an Bedeutung, nachdem (unter *AUGUSTUS*) die Stadt *Trier* erbaut worden war. In einem römischen Lager auf der Festung erkennt *NISSEN* den Ausgangspunkt des Rheinüberganges durch *AGRIPPA* (38 v. Chr.). Gleich unterhalb dieser zweiten Rheinübergangsstelle, am Ostende von *Weißenthurm*, hat man den Brückenkopf des ersten *Cäsarischen* Überganges entdeckt. Dort fand *ISPHORDING* im Rheinbette auch die Reste einer alten Pfahlbrücke.

3. Eins der wichtigsten Zeugnisse für die Kühnheit der römischen Brückenbaukunst besitzen wir in der *Triumphsäule* des *TRAJAN*. Deren in Windungen um

¹³ Bell. gall. VI. 29.

den Säulenschaft laufende Reliefs stellen bekanntlich die denkwürdigsten Begebenheiten aus den Kriegszügen TRAJANS dar. Darunter befindet sich auch das Bild einer Brücke, die der Kaiser (103—105) im dacischen Kriege durch APOLLODORUS

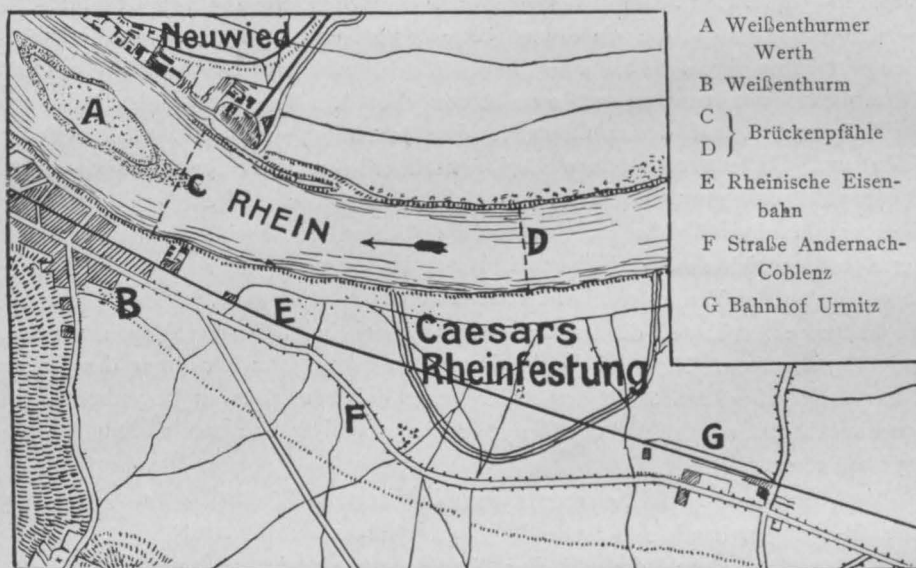


Fig. 52. Lageplan von Cäsars Rheinbrücken.

von *Damaskus* binnen Jahresfrist, mit Hilfe seiner Legionen und Kriegsvölker bauen ließ. Fig. 53 gibt das Bild nach einem alten Stiche von PIRANESI. Dagegen zeigt Fig. 54 das wirkliche Relief von der Trajansssäule nach den neuesten Aufnahmen¹⁴. Im Bilde rechts (XCIX) wälzt im Hintergrunde die Donau ihre

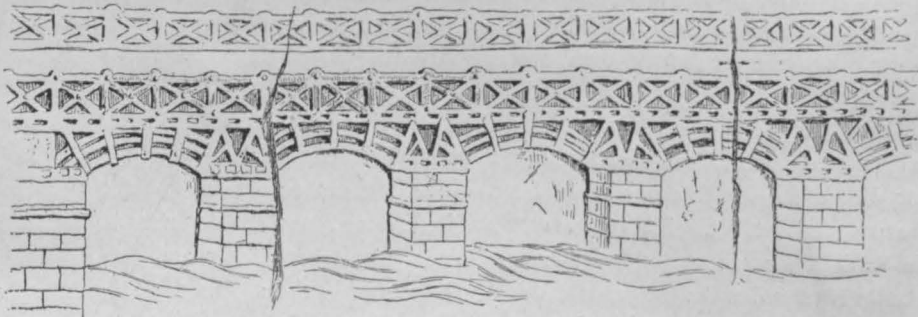


Fig. 53. Trajansbrücke über die Donau (ältere Angabe nach PIRANESI).

Wogen und wird von einer riesigen Brücke überspannt, die links am Ufer in einem hohen, gewölbten Tore endet, rechts dagegen ganz plötzlich und unvermittelt abbricht. Im Vordergrund, im ebenen Gelände, sieht man einen steinernen,

¹⁴ CONRAD CICHORIUS, Die Reliefs der Trajansssäule. Berlin 1900. III. 3. Bd. S. 135.

mit Girlanden verzierten Altar, auf dem geopfert wird. Rechts davon steht, nach links gewandt, TRAJAN und gießt mit der Rechten aus einer Schale etwas in die

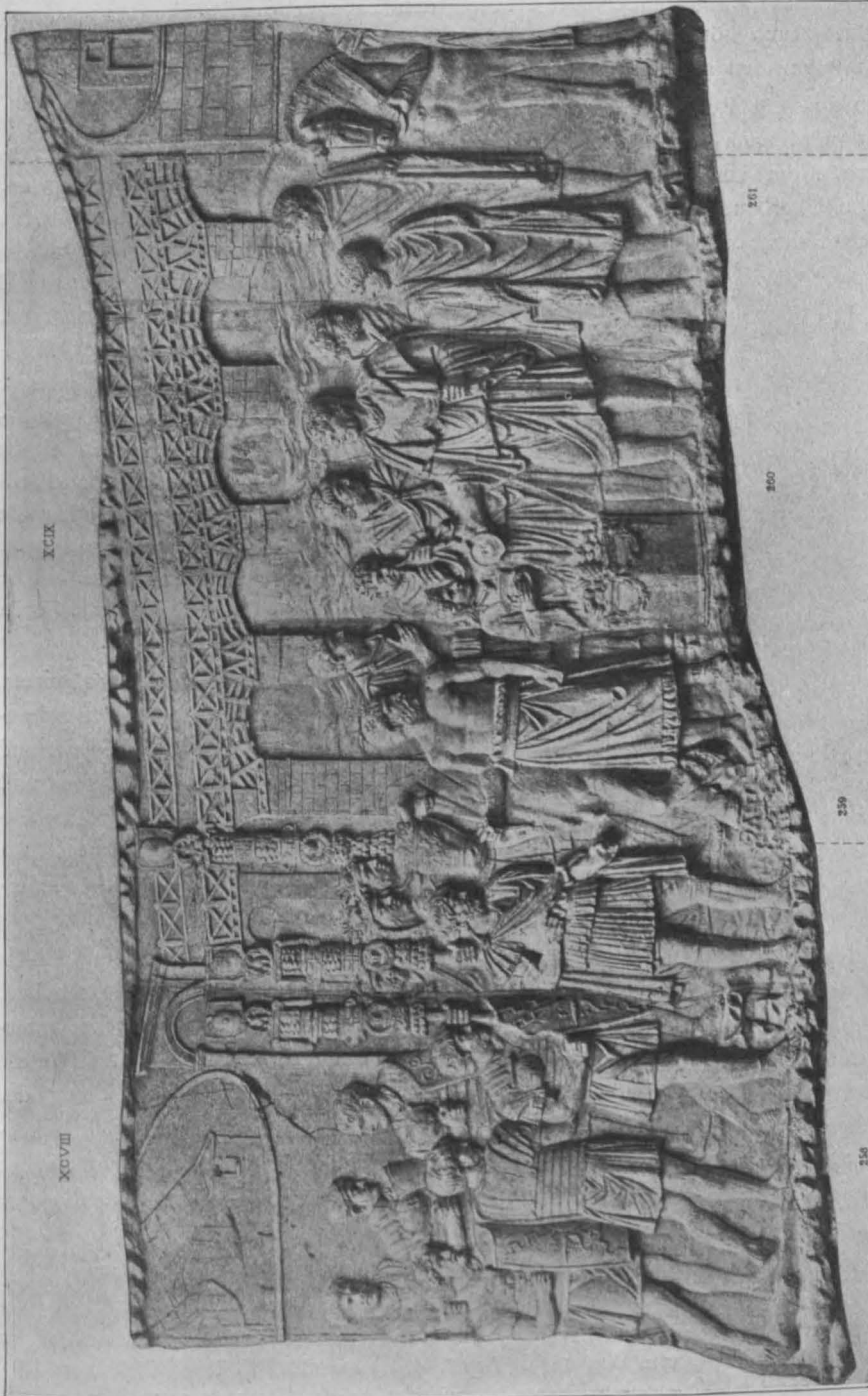


Fig. 54. Die Brücke Trajans über die Donau nach den neuesten Aufnahmen der Trajanssäule.

Flamme, während seine Linke einen kurzen Stab hält. CICHORIUS gibt eine ausführliche Erklärung des Bildes, worin er u. a. nachweist, daß der (auf 261 vorne) neben dem Kaiser stehende bärtige Mann den Erbauer der Brücke, APOLLADOR, vorstellt. Auch könnte einer der dargestellten vier Begleiter des Kaisers wohl HADRIAN gewesen sein.

Obwohl das Relief die Bauart der Brücke nicht ganz klar erkennen läßt, so nimmt man, nach vorhandenen Beschreibungen¹⁵ und nach den örtlichen Untersuchungen der vorhandenen Brückenüberreste im Strome ziemlich allgemein an, daß die Überbauten der Brücke hölzerne Bogenträger gewesen sind. Die Brücke übersetzte die Donau unterhalb der Stromschnellen des eisernen Tores, etwa 20 km

von Orsova entfernt, bei Turnseverin in Siebenbürgen. Von den 20 steinernen Pfeilern, die auf Felsen in etwa 6 m tiefem Wasser gegründet waren, wurden einige Überreste im Strombette aufgedeckt. Danach sollen die Pfeiler 18 m breit und 45 m hoch gewesen sein. Die Stützweite wird mit etwa 35 m angegeben¹⁶.

Es gibt auch römische *Trajansmünzen*, deren Schauseiten das Bild Trajans und der Brücke enthalten und die in Fig. 55 (nach Abdrücken des Königl. Münzkabinetts in Dresden) wiedergegeben sind.



Fig. 55. Trajansmünzen aus dem Dresdener Königl. Münzkabinett.

Um den Brückenbau bei der furchtbaren Strömung der Donau durchführen zu können, soll TRAJAN an einem Ufer einen besonderen Kanal angelegt haben, um einen Teil des Stromes dadurch abzulenken und erst eine Strecke unterhalb der Brückenbaustelle wieder einzuführen. Wenn PLINIUS, in seinem Briefe an CANINIUS (VIII, 4), worin er diesen zu einer poetischen Behandlung der dacischen Kriege anregen will, als besonders dankbaren Stoff ausdrücklich hervorhebt »in missa terris nova flumina, novos pontes fluminibus injectos«, so könnte es scheinen, als ob er damit den Bau der Donaubrücke und die ihm

¹⁵ DIO CASSIUS, LXVIII. 13.

¹⁶ PERRONNET und GAUTHEY geben (nach DIO CASSIUS) Weiten von 55 m an. Nicht richtig nach einem Berichte von LALANNE, Vorsitzender des technischen Ausschusses für den Bau einer Donaubrücke, vom Dez. 1879. *Annal. des ponts* 1886. II. S. 542 ff. Ferner: Prof. DUPERREX, *Todul lui Trajan peste Dunare lângă Turnu-Severin*. Bukarest 1907.

vorausgegangene Anlage des Kanales gemeint hätte. CICHORIUS¹⁴ hat versucht, das Bild der Trajansbrücke und des Umgehungskanales wieder herzustellen. Fig. 57 gibt das Bild wieder und läßt (wie das Relief und die Münzen) den beträchtlichen Abfall des Weges vom Brückentore nach dem Ufer hin erkennen.



Fig. 56. Die Trajansbrücke (nach CICHORIUS).

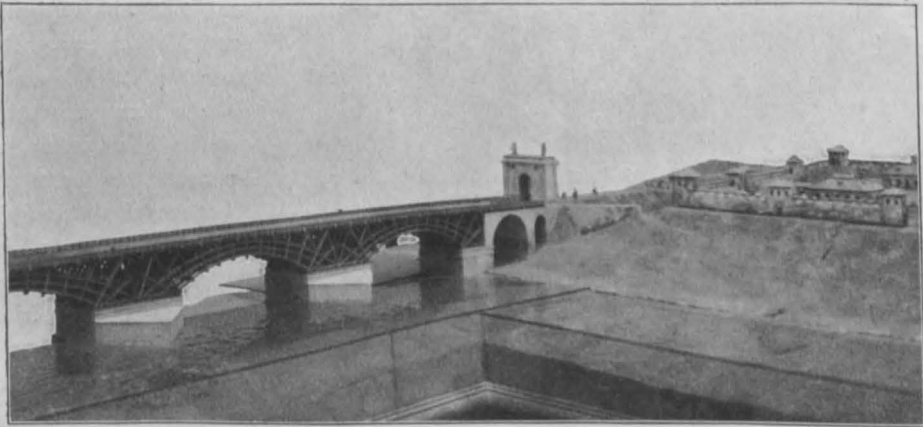


Fig. 57. Trajansbrücke über die Donau bei Turn-Severin, nach dem von der Rumänischen Regierung ausgestellten Modell.

Zum Schutze der Brücke baute TRAJAN auf dem linken Donauufer eine Festung und später ALEXANDER SEVERUS eine Zitadelle (Turnum Severini), deren Ruinen heute noch sichtbar sind. Über den von Rumänien und Serbien geplanten

Wiederaufbau¹⁷ der Brücke (zwischen Turnseverin und Kladowa) bemerke ich noch das Folgende: Im Januar 1907 hatte ich eine Unterredung mit dem Generalinspekteur SALIGNY, Mitglied der Akademie der Wissenschaften in Bukarest und Entwurfverfasser der Donaubrücken bei Czernavoda. SALIGNY bestritt die Richtigkeit der (nach CICHORIUS) von mir wiedergegebenen Geländebildung in der Nähe der alten Brücke, namentlich betonte er, daß die Herstellung des erwähnten Kanales unmöglich gewesen sei. Auch plane man in Rumänien im Verein mit Serbien, zur Hebung des Verkehrs zwischen beiden Ländern, den Bau einer neuen Donaubrücke. Diese würde aber, aus wirtschaftlichen Gründen, wohl nicht an Stelle der alten Trajansbrücke, sondern besser weiter nach den Donaumündungen hin zu verlegen sein.



Fig. 58. Bleimedaile mit dem Bildnis der altrömischen Rheinbrücke bei Mainz, 286/287.

4. Auch zwischen *Kastel* und *Mainz* hat nachweislich eine feste römische Holzbrücke bestanden. Schon zur Zeit des AUGUSTUS und CALIGULA wurden dort Schiffbrücken benutzt. Die feste Brücke ist wahrscheinlich erst unter VESPASIAN gebaut worden, spätestens aber unter DOMITIAN, für dessen Chattenkriege sie unentbehrlich war. Ihr Aussehen im Jahre 286 bis 287 vergegenwärtigt eine im Jahre 1862 in der Saône bei Lyon gefundene Bleimedaile (Fig. 58). Sie wird in

der Pariser National-Bibliothek aufbewahrt und stellt wohl eine auf den Germanensieg des MAXIMIAN (286—287) geschlagene Denkmünze dar. Dieser Krieg wurde von Mainz aus unternommen. Links ist das von Mauern umgebene und mit Rundtürmen versehene *Mogontiacum* dargestellt, von den Rheinfluten umspült. Unten rechts ist der bewehrte Brückenkopf *Castellum* angedeutet, mit je einem Tore nach der Brücke und landeinwärts. Über den *Fluvius Rhenus* führt eine feste Brücke, beiderseits von zwei Türmen flankiert, mit zwei Bogenöffnungen, deren Überbau augenscheinlich aus Holz besteht und ein durchbrochenes Geländer zeigt. Über die Brücke schreiten zwei geflügelte Gestalten, zwischen ihnen wahr-

¹⁷ Schweiz. Bauz. 1898. Bd. 31. S. 133.

scheinlich ein römischer Kaiser, voraus geht eine kleinere menschliche Gestalt. Oben sitzen DIOCLETIAN und MAXIMIAN, von Kriegern umgeben. Vor den Kaisern stehen Germanen mit Frauen und Kindern, Gnade erflehend. Einer darunter kniet. Darüber die Inschrift »*Saeculi felicitas*«.

Die Überreste dieser altrömischen Brücke wurden in der Zeit von 1847—1882 zur Verbesserung der Rheinschiffahrt aus dem Strombett entfernt. Dabei wurden 14 steinerne Stropfpfeiler, auf Pfahlrost gegründet, festgestellt. Vorlandpfeiler werden im ganzen etwa 20 vorhanden gewesen sein. Die Pfahlrostabstände betrugen 15—30 m. Es liegt nahe anzunehmen, daß der Überbau ähnlich demjenigen der Trajansbrücke gestaltet war. Näheres, mit zahlreichen Abbildungen der im Strombette gefundenen römischen Werkzeuge, Bausteine und Pfahlroste, findet man in der unten angegebenen Quelle¹⁸.

Stadtbauinspektor WAGNER in Mainz hatte in seinem Berichte vom Jahre 1882¹⁹ eine Medaille in Privatbesitz erwähnt, auf welcher ebenfalls die alte römische Brücke dargestellt war, aber anders als auf der Pariser Medaille. Das in Mainz ausgestellte Modell eines Brückenbogens, wonach dieser ein Bogensprengwerk gewesen wäre, hat auch nach meiner Ansicht wenig geschichtlichen Wert. Der Bogen kann wohl so, aber auch ganz anders gestaltet gewesen sein. Zutreffend an dem Modell ist aber die Darstellung der Steinpfeiler mit der Pfahlrostgründung, denn diese wurde vollständig im Rheinbette aufgedeckt. Jeder Pfahlrost war etwa 18,50 m lang und 7,15 m breit. Im Brückenrost fanden sich auch *eiserne Pfahlschuhe* und ein Baustein mit dem Abzeichen der 14. Legion (Fig. 59).

Die erwähnten Aufgrabungen in Mainz bestätigen, daß die römischen Ingenieure ihre Pfeiler auf Beton setzten. Dabei benutzten sie mit großer Geschicklichkeit das Holz, teils in Gestalt des liegenden Rostes, teils als Pfahlrost, in ähnlicher Weise, wie es heute noch geschieht. Auch hölzerne Fang- und Spundwände, durch Schöpfmaschinen wasserfrei gehalten, sind eine römische Erfindung, die wir heutigen Tages noch nicht entbehren können.

5. Schließlich mögen hier noch einige Bemerkungen Platz finden über die Aufdeckung einer altrömischen festen Holzbrücke in Heidelberg²⁰. Beim Ausbaggern des Schiffahrtsweges (1877) kamen im Neckarbette verschiedene Holz- und Steinüberreste zum Vorschein, und nach und nach entdeckte man die Spuren von 5 Pfeilern in gleichen Abständen von etwa 34,5 m. Nach den Ergebnissen der angestellten genaueren Untersuchungen besaß die alte Brücke zwei Steinwiderlager und fünf hölzerne Bockpfeiler. Auf dem mittleren vierten Pfeiler stand eine kleine Kapelle oder ein ähnliches Heiligtum, wie man aus einem dicht hinter jenem Pfeiler gefundenen Neptunaltar und dem Bruchstück einer Bildsäule ge-

¹⁸ *Die römische Rheinbrücke bei Mainz*. Zeitschr. des Vereins zur Erforschung der Rheinischen Geschichte und Altertümer. Bd. 3. Heft 4. 1887. — *Das römische Mainz*. Vortrag von K. SCHUMACHER. Mainzer Zeitschrift. Zeitschr. des römisch-germanischen Central-Museums und des Vereins zur Erforschung der Rheinischen Geschichte u. Altertümer. I. 1906.

¹⁹ Die Römerbrücke bei Mainz und der rechtsseitige Brückenkopf. Deutsche Bauz. 1882. Nr. 46.

²⁰ Nach Mitteilungen des Herrn Privatdozent Dr. OTTO SCHOETENSACK und des Baurat WIPPERMANN in Heidelberg.

schlossen hat. Auf Grund der Inschriften auf dem Altare verlegt man in Heidelberg die Zeit der Erbauung der Brücke in das Ende des zweiten Jahrhunderts. Die Brückenbaustelle ist vor fünf Jahren auf beiden Ufern des Neckars durch Aufstellen einfacher Denksteine, mit der Aufschrift »Römerbrücke«, festgelegt worden.



Fig. 59. Pfahlschuhe und Werkstein der altrömischen Brücke bei Mainz.

7. Römische und mittelalterliche Steinbrücken.

Als Rom auf der Höhe seiner Weltherrschaft stand, überragte es die ältern ausgezeichneten griechischen Leistungen im *Straßen- und Brückenbau* um ein Gewaltiges. Die Gesamtlänge der Römerstraßen wird auf etwa 75000 km geschätzt. Diese Strecke Weges, die beiläufig gesagt, nahezu zweimal den Umfang unseres Erdballes ausmacht, erscheint allerdings weniger ungeheuer, wenn man bedenkt, daß ihre Fertigstellung im ganzen etwa 1000 Jahre erfordert hat, wovon etwa 600 Jahre auf Italien allein und 400 Jahre auf die Provinzen entfallen.

Das römische Wegenetz ging von der ewigen Stadt aus in drei Hauptlinien nach Asien, Byzanz und Spanien. Eine vierte Hauptlinie, die auf fünf verschiedenen Wegen die Alpen überschritt, verband Rom mit Gallien, Germanien und Britannien. Als dann das morsche römische Weltreich um die Mitte des vierten Jahrhunderts unter dem Ansturm der Barbaren erlag, wurden unzählige Denkmäler altrömischer Kunst und Industrie mit Feuer und Schwert vom Erdboden

getilgt. Nur die römischen Straßen, die in außerordentlich solider Art und mit einem bewunderungswürdigen feinen Gefühl für das Zweckmäßige den natürlichen Verhältnissen angepaßt waren, überdauerten den Zusammenbruch der römischen Herrlichkeit noch viele Jahrhunderte und konnten so den Verkehr zwischen den kultivierten Ländern der Erde noch lange Zeit vermitteln. Auch in Rom selbst sind trotz der welterschütternden Stürme, die von der ersten Zerstörung durch die Gallier bis auf die Zeiten der Goten und Vandalen und in den blutigen Fehden des Mittelalters über die ewige Stadt dahingebraust sind, doch heutigen Tages noch einige Überreste altrömischer Ingenieurkunst zu finden, besonders auch Überreste von Steinbrücken. Darunter sind hervorzuheben:

1. Die im 6. Jahrhundert v. Chr. erbaute *Ponte Salario* über den *Teverone* (Anio) auf der Via Salaria in der Nähe von Rom. Sie wurde von dem Gotenkönige TOTILAS (544) zerstört, als dieser im raschen Siegeslaufe Italien unterwarf,



Fig. 60. Die Salarische Brücke bei Rom vor 100 Jahren.

wobei Roms Kunstschatze, Denkmale und Bauwerke zum größten Teile ihren Untergang fanden. Auf Befehl JUSTINIANS baute NARSES, der Nachfolger BELISARS, die alte Brücke wieder auf. Wie sie Anfang des 19. Jahrhunderts aussah, veranschaulicht die Fig. 60²¹. Ihre heutige Gestalt gibt die Fig. 61 wieder. Zwei Steinplatten mit lateinischen Inschriften, die Angaben über den Wiederaufbau und Verse zu Ehren von NARSES enthielten, haben die Franzosen (1798) in den Fluß gestürzt. Das große Mittelgewölbe hat etwa 21 m Weite.

2. Die sogenannte *Milvische Brücke* oberhalb Roms, jetzt *Ponte molle*, aus dem Jahre 100 v. Chr., bekannt durch den Sieg Konstantins des Großen über MAXENTIUS, der bei der Brücke ertrank. Unter Papst Nikolaus V. (im 15. Jahrhundert) erhielt sie gotische Bogen.

²¹ D'AGINCOURT, Sammlung von Denkmälern usw. aus dem 4. bis 16. Jahrhundert. I. Abteilung. S. 13—14.

3. Der *Pons Aelius*, unter HADRIAN (138 n. Chr.) von MESSIUS RUSTICUS erbaut, die heutige Engelsbrücke mit 7 Öffnungen von je 19 m Weite. Sie führt zum Mausoleum des HADRIAN und zum Vatikan, wurde mehrere Male umgebaut und im 17. Jahrhundert mit Bildsäulen von BERNINI geschmückt.

4. Die alten *Aquädukte der Wasserversorgung Roms* in der Campagna, Fig. 62, von denen der älteste, der Aquädukt Appia, vom Erbauer der Appischen Straße herrührt.

Unter den sonstigen erhaltenen Werken der altrömischen Ingenieurkunst stehen als technisch hochbedeutend in erster Linie die *mehrstöckigen Aquädukte*, deren Längen- und Höhenentwicklung oft ins riesenhafte geht. Besonders hervorragend darunter ist der *Aquädukt von Tarragona* (jetzt Puente de las Ferreras) aus der



Fig. 61. Die Salarische Brücke, wie sie heute (1907) aussieht.

Kaiserzeit, dessen beide Stockwerke zusammen etwa 30 m hoch sind und Bogenöffnungen bis 30 m Weite haben.

Der kühnste, architektonisch vollendeste Bau der Römer ist der *Pont du Gard bei Nîmes* im südlichen Frankreich (Fig. 63). Ein geradezu klassisches Meisterstück, erbaut unter dem Feldherrn AGRIPPA (63—13 v. Chr.). Er hat drei Stockwerke mit zusammen etwa 50 m Höhe und Bogenweiten bis zu 25 m.

Im Gewölbebau benutzten die alten Römer nur den *Halbkreisbogen*, der Flachbogen scheint ihnen unbekannt gewesen zu sein. Deshalb ergaben sich bei ihren Brücken sehr starke Anrampungen von den Ufern aus bis zur Brückenmitte; auch verboten sich wegen dieses Umstandes bedeutende Spannweiten von selbst. In der Regel ist man zu römischen Zeiten über eine Spannweite von 25 m nicht hinausgegangen, 30 m sind nur in seltenen Fällen erreicht worden.

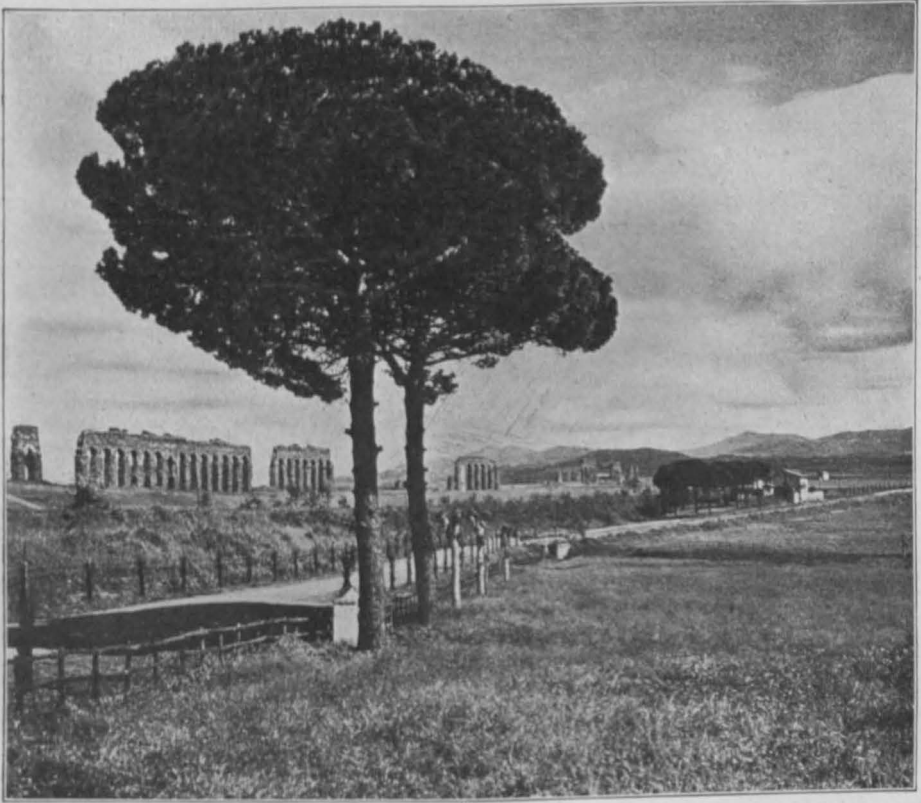


Fig. 62. Altrömischer Viadukt in der Campagna bei Rom.



Fig. 63. Der Pont du Gard bei Nîmes in Frankreich, 63—13 v. Chr.

In der großen Zeitspanne vom Verfall des römischen Reiches bis auf Karl den Großen und seine Nachfolger sind hervorragende Steinbrücken nur noch vereinzelt entstanden, und auch nur in jenen europäischen Ländern, deren Boden reichlich mit der Kultur des Altertums gedüngt war, namentlich also in Italien, Spanien und Frankreich. Die denkwürdigsten Wahrzeichen aus jener Periode bilden die *gotischen Aquädukte*.

Der *Aquädukt von Spoleto* in der italienischen Provinz Perugia ist etwa 90 m hoch. Die frühere Annahme, er stamme aus der Zeit Theodorich des Großen, ist neuerdings widerlegt worden. Seine Erbauung wird in das 13. Jahrhundert

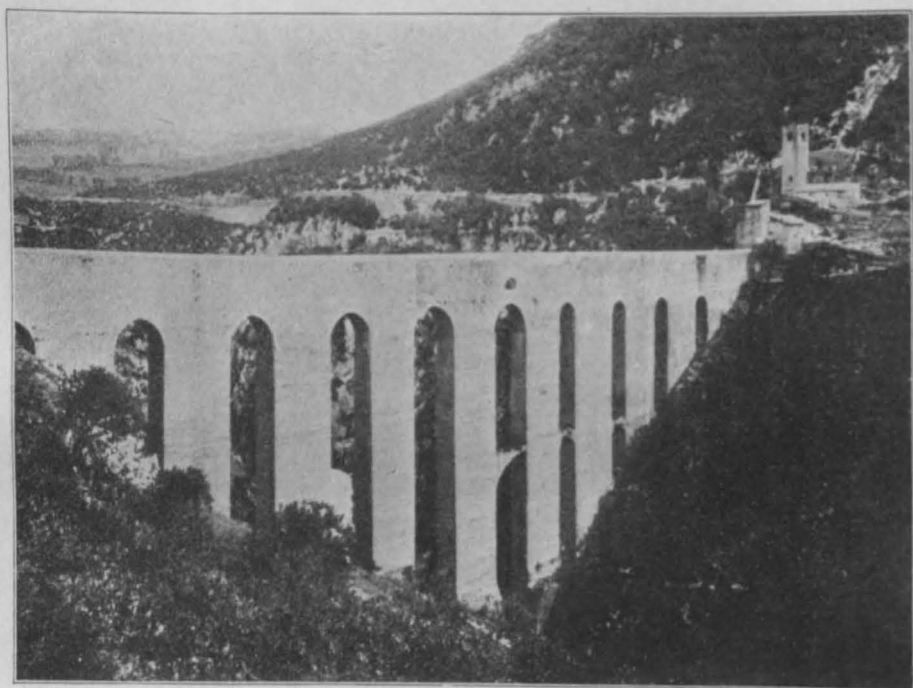


Fig. 64. Aquädukt in Spoleto, Perugia. 13. Jahrhundert.

zu setzen sein. Weil seine Bogenöffnungen nur klein sind, so macht das Ganze den Eindruck einer durchbrochenen Wand (Fig. 64).

Der *Aquädukt in Bomfica bei Lissabon*. Die Zeit seiner Erbauung steht nicht fest, doch deuten seine Spitzbogen von je 34 m größter Weite und seine schlanken Pfeiler auf spätgotische Baumeister. Seine Höhe beträgt etwas über 85 m.

Aus gotischer Zeit stammt wahrscheinlich auch das 37 m weite Spitzbogen-gewölbe der berühmten *Teufelsbrücke* über den *Llobregat*-Fluß bei *Martorell* in der spanischen Provinz Barcelona (Fig. 65). Die Belastung des Gewölbescheitels durch das schwere Torgebäude zeugt von richtiger Erkenntnis der Standfestigkeits-Verhältnisse des Spitzbogens. Beide Widerlager der Brücke und der auf dem linken Ufer errichtete Triumphbogen sind unzweifelhaft altrömischer Herkunft. Im

Jahre 1766 unter Karl III. wurde das Bauwerk gründlich wieder in Stand gesetzt und mit einer Inschrift versehen, nach welcher der ursprüngliche Bau von HANNIBAL (219 v. Chr.) herrühren soll.

Im übrigen Mitteleuropa zehrte man zunächst jahrhundertlang von der römischen Erbschaft, ohne etwas hinzuzutun. Wie aber Stück für Stück der Hinterlassenschaft in Trümmer zerfiel, sank auch die alte Kunst von Stufe zu Stufe. Erst im 12. Jahrhundert, als die Spuren römischer Kunst bereits so verwischt waren, daß in Rom selbst, wie ein Quellenwerk des Mittelalters, die »Mirabilia urbis«, nachweist, nicht allein schon ein völliger Ruin des Altertümlichen, sondern auch eine große Unsicherheit aller alten Erinnerungen und Über-

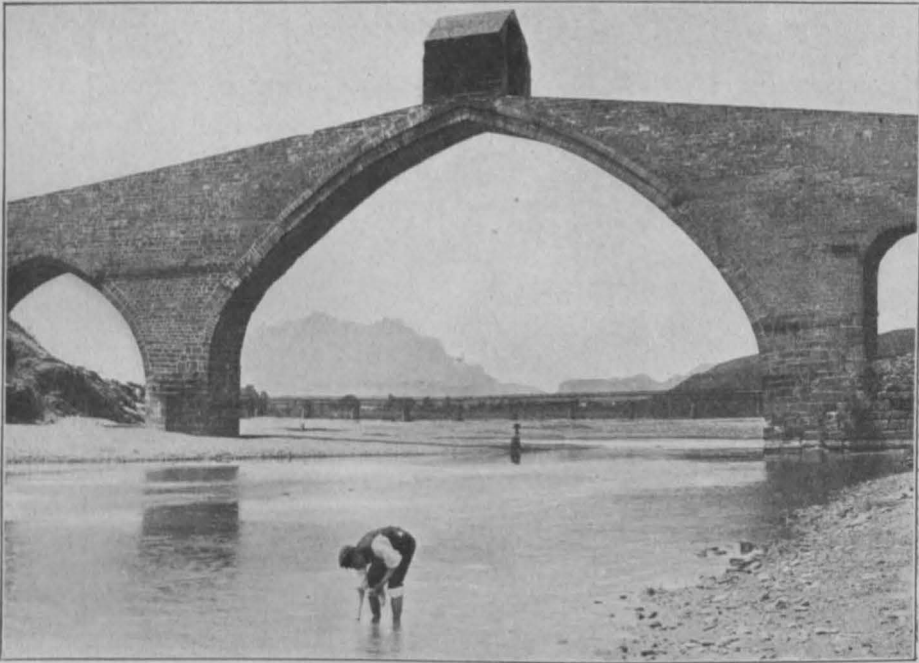


Fig. 65. Teufelsbrücke bei Martorell in Barcelona, auch Hannibalbrücke genannt.

lieferungen eingetreten war, erwachte die mitteleuropäische Brückenbaukunst zum Leben.

Verwunderlich muß es zwar erscheinen, daß in jenen Tagen, wo der romanische und gotische Stil bereits unvergeßliche Triumphe feierte, das Feld des Straßen- und Brückenbaues noch so gut wie unbeackert lag. Die Baumeister des Straßburger Münsters, des Kölner Domes und der Wiener Stephanskirche waren, als ebenbürtige Nachfolger der Alten, doch wohl dazu angetan, um auch im Profanbau Großes zu leisten. Doch der Geist der damaligen Zeit duldet es nicht. Die Kunst stand noch zu sehr im Dienste der Kirche, für die Zwecke des profanen Lebens war sie weniger zu haben.

In dieser Hinsicht wurde durch Diener der Kirche selbst Wandel geschaffen.

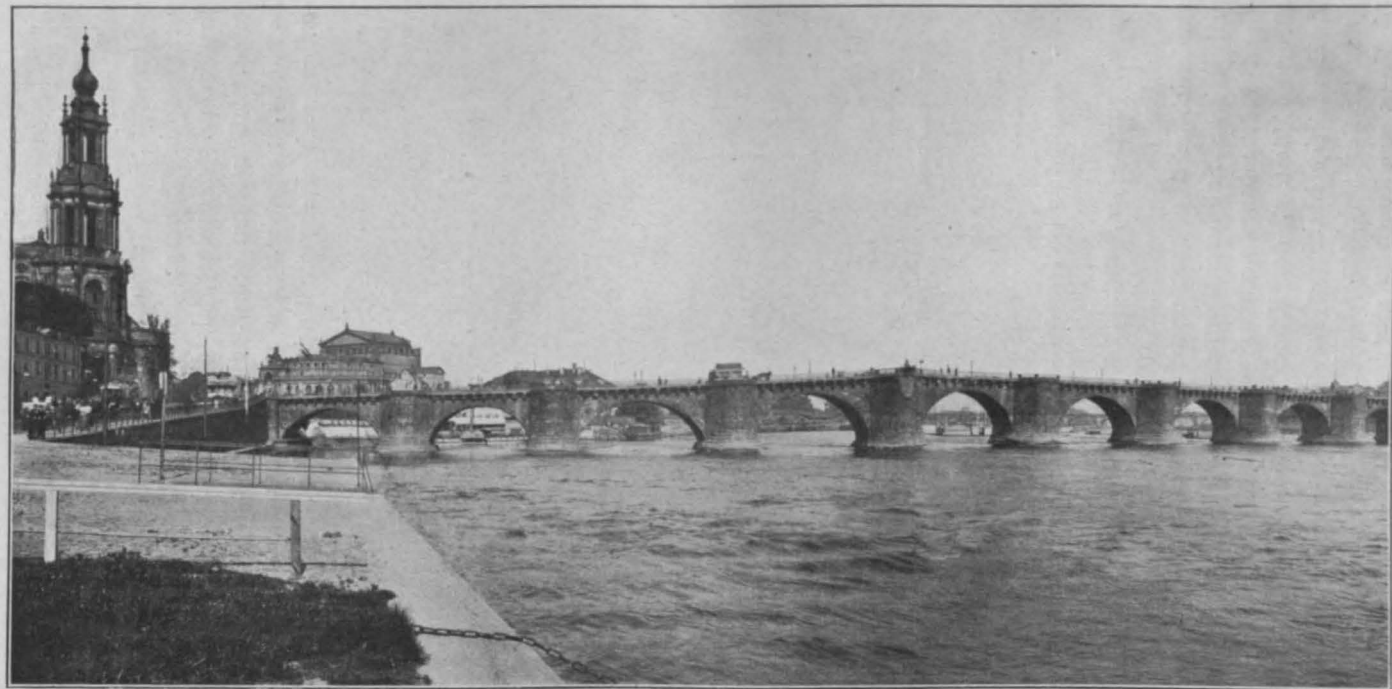


Fig. 66. Alte Augustusbrücke in Dresden, 13. Jahrhundert, wird abgebrochen und neugebaut.

Die *Mönchsorden*, namentlich die Benediktiner und Cisterzienser wurden die geistigen Urheber der ältesten steinernen Brücken des Mittelalters. Ihnen verdanken wir wahrscheinlich auch die Einführung des *Flachbogens*, der die Möglichkeit gab, die Straßen weniger steil zur Brückenmitte ansteigen zu lassen.

Die Pfeiler der alten Steinbrücken waren anfangs noch unförmlich dick. Sie standen auf massigen Steinschüttungen. Die Kunst der Römer, auf Beton zu gründen, ruhte vorläufig noch in der Vergessenheit. An dem Mangel einer soliden Pfeilergründung, wie sie die römische Betonierung zwischen Pfahlwänden bot, krankten alle älteren Steinbrücken noch lange. Viele stürzten bei Hochwasser ein, z. B. im Jahre 1342 die alten Brücken in Prag und Würzburg, während die alte Dresdener Elbbrücke mit einer starken Beschädigung davonkam. Weiter folgte

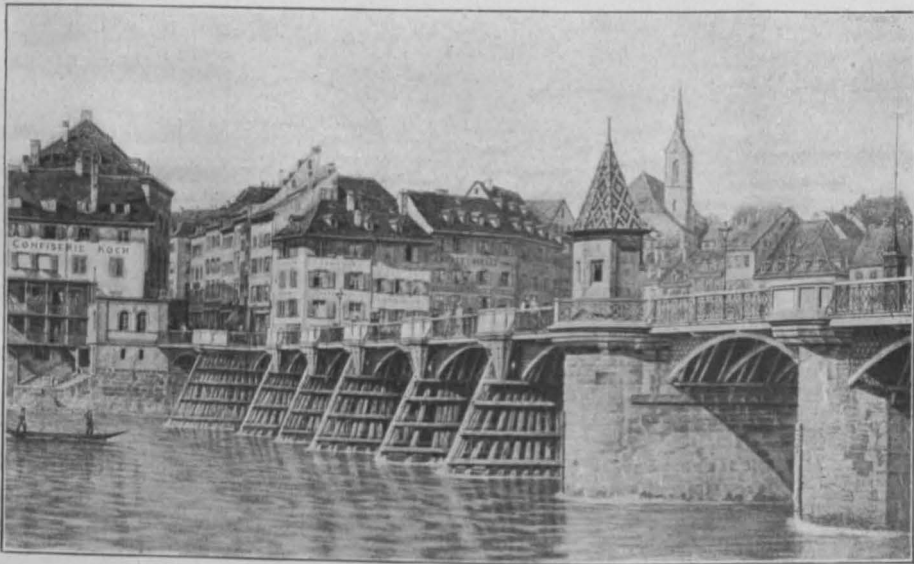


Fig. 67. Alte Rheinbrücke in Basel, erbaut 1225, abgebrochen 1903.

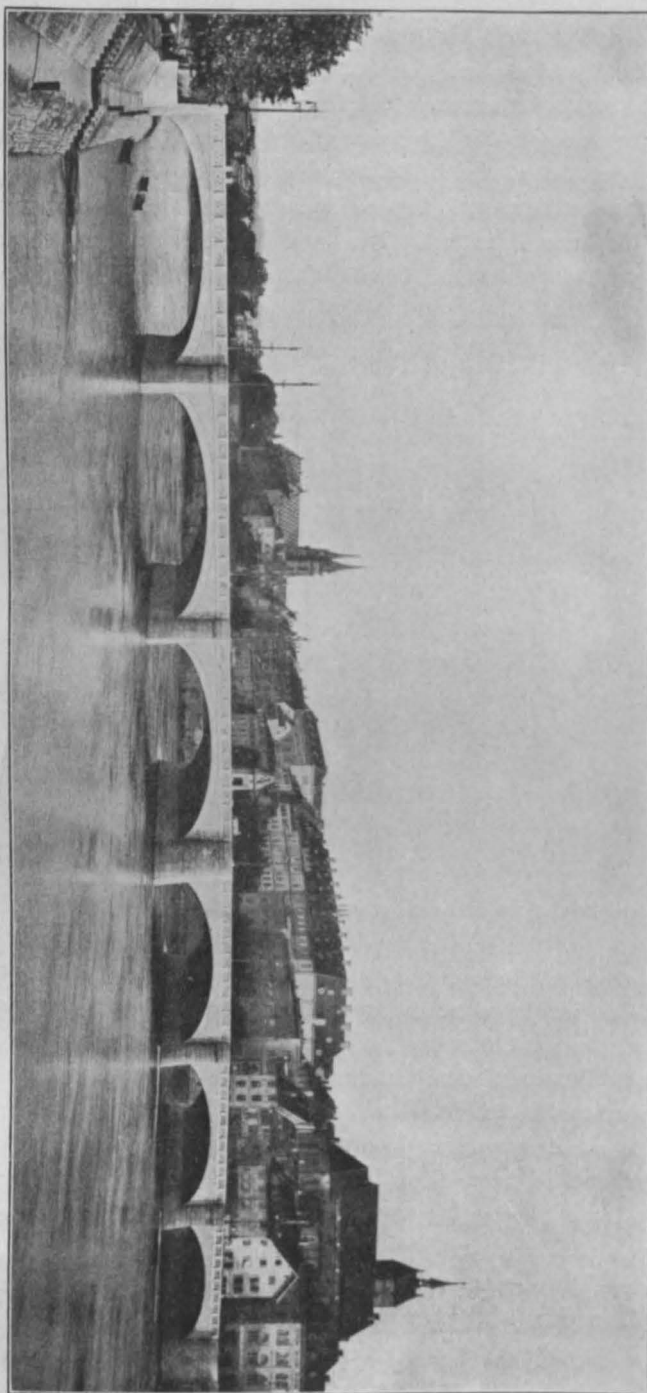
der Einsturz von französischen Brücken; 1499 Notre Dame und 1596 Pont du Change in Paris; endlich im Jahre 1602 drei Bogen der hochberühmten *alten Rhônebrücke in Avignon*, die mit Öffnungen von 33 m Weite im Jahre 1178 durch den Benediktiner-Mönch BÉNEZET, den Gründer des Ordens der französischen Brückenbrüder, den späteren Bischof St. Benediktus III., erbaut worden war.

Als weitere Beispiele aus dem zwölften Jahrhundert wähle ich die alten Brücken in Dresden, Regensburg und Florenz. Der Bau der *Dresdener Elbbrücke* begann schon im Jahre 1119 unter Herzog Heinrich dem Stolzen, vollendet wurde er 140 Jahre später. 1344 nach der erwähnten Hochflut wurde sie erneuert. Ihre Gestalt (Fig. 66) und den Namen »Augustusbrücke« erhielt sie unter der Regierung von Friedrich August I. in den Jahren 1727—1729.

Die letzte Stunde dieses alten Wahrzeichens von Elbflorenz hat nun auch geschlagen. Zurzeit wird die Brücke, deren Öffnungen sich für den starken Schiffs-

verkehr der Elbe als zu gefährlich klein erwiesen haben, bereits abgebrochen. Bedauerlicherweise scheint man sich entschlossen zu haben, den Neubau nicht nach alter

Fig. 68. Neue mittlere Rheinbrücke in Basel, 1903—1905.



solider Art ganz in dauerhaftem echten Steinstoffe zu errichten, sondern mit Beton-Dreigelenk-Gewölben auszurüsten. Man sollte besser dem von *Basel* gegebenen Beispiele folgen, wo in den letzten Jahren an Stelle der berühmten alten Holzbrücke über den Rhein aus dem 13. Jahrhundert, (Fig. 67) eine prachtvolle monumentale Brücke aus bestem Granit gebaut worden ist (Fig. 68). Die *Regensburger Donaubrücke* wurde etwas später (1135) als die *Dresdener Brücke* angefangen, aber bereits im Jahre 1146 (unter Herzog Heinrich dem Stolzen) vollendet. Auch sie wird, wie man hört, bald einem Neubau weichen müssen. Hoffentlich werden dort die Väter der Stadt nicht, wie in Dresden, auf einen Betonbau verfallen.

Eine Aufnahme aus Florenz (Fig. 69) zeigt einige der dor-

tigen altertümlichen Arnobrücken. Im Vordergrund erscheint *Ponte vecchio* (aus dem 12. Jahrhundert), die belebteste Brücke mit Goldschmiedläden und einem Verbindungsgänge zwischen den Palästen Pitti und Uffizi; dann die Trinitatisbrücke (aus dem 13. Jahrhundert) mit drei Öffnungen von je 32,5 m Weite, die schönste von allen, bei deren Bau *zum ersten Male der Korbboogen* angewendet wurde; dahinter *Ponte alla Caraja* aus dem 14. Jahrhundert.

Die Fortschritte des späten Mittelalters kommen besonders zur Erscheinung in dem *Wachsen der Spannweite* und in der *Abnahme der Schlußsteinstärke*. Die im Jahre 1354 erbaute *Burgbrücke in Verona* zeigt schon die bedeutende Weite von 44,4 m, bei einer Schlußsteinstärke von nur $\frac{1}{28}$ der Weite. Bei der um ein



Fig. 69. Arnobrücken in Florenz.

Jahrhundert später erbauten (im Anfange unseres Jahrhunderts eingestürzten) *Brioudebrücke über den Allier* in Frankreich steigt die Weite auf das selbst heute noch ungewöhnliche Maß von über 54 m, wobei die Schlußsteinstärke sogar auf $\frac{1}{41}$ herabsinkt.

Indem ich den geschichtlichen Faden hier unterbreche, um ihn später bei der Schilderung des neuzeitlichen Wettbewerbes zwischen Stein und Eisen wieder aufzunehmen, mache ich noch auf den Absatz 69 (St. II. 11) aufmerksam, der zwei Tabellen enthält, in denen für *neuzeitliche Eisenbahn- und Straßenbrücken* wichtige Angaben über *Baustoff, Spannweite, Pfeilhöhe, Gewölbstärken und Fugenstärken* zusammengestellt sind.

8. Mittelalterliche und neuere Holzbrücken als Vorbilder eiserner Fachwerke.

1. PALLADIO zeichnete 1570 in seinen vier Büchern der Architektur zwei, als

reine *Dreieckstabwerke* (St. I. 16 u. 28) ausgebildete hölzerne Fachwerkträger (Fig. 70—71). Er sagt dabei, PICHERONI DE MIRANDOLA habe den in Fig. 70 dargestellten Träger in Deutschland gesehen, in Italien sei kein ähnliches Beispiel vorhanden. Fig. 71 zeigt die wahrscheinlich von PALLADIO selbst entworfenen Träger der *Cismonebrücke* zwischen Trient und Bassano mit 35 m Spannweite.

Obwohl in diesen beiden Fachwerkträgern die Idee des reinen Dreieckstabwerkes klar ausgedrückt liegt, so haben sie doch weder im 17. noch im 18. Jahrhundert eine nachhaltige Nachahmung gefunden. Die Gründe dafür lagen wohl zum Teil in dem Unvermögen der Erbauer, die Knotenverbindungen der Hölzer gegenüber dem, bei veränderlicher Belastung der Straßen, in den Wandstäben entstehenden Spannungswechsel (St. II. 20), für die Dauer widerstandsfähig genug zu erhalten.

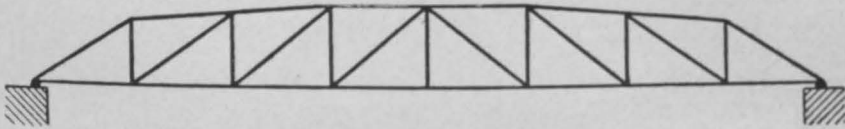


Fig. 70. Deutsche Fachwerkbrücke aus dem 16. Jahrhundert.

Die Verbindungen mußten wechselnd Zug und Druck aushalten können, also eine Art der Beanspruchung, welcher das Holz wenig gewachsen ist. Andererseits fehlte aber damals auch jede Theorie, wonach man die Stabkräfte hätte berechnen können, denn die von einzelnen Gelehrten — wie STEVIN und GALILEI — bereits gefundenen Berechnungshilfsmittel (St. III. 12) waren damals in weiteren Kreisen noch unbekannt. Sie sind erst im »eisernen« Jahrhundert Gemeingut

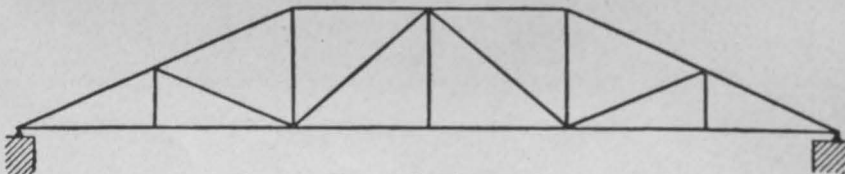


Fig. 71. Cismone-Brücke von PALLADIO.

Vieler geworden. So ist es zu verstehen, warum man in früheren Jahrhunderten den hohen Wert der einfachen Dreieckverbindungen noch nicht so voll erkannt hat, wie heute, wo man im Eisenbrückenbau — namentlich in Nordamerika — zahlreiche weitgespannte Hauptträger sieht, deren Umrisse und Wandgliederungen den Anordnungen PALLADIOS auffällig gleichen. Damals waren Bogenträger, in Gestalt von Hänge- oder Sprengwerken (oder von Verbindungen beider) die bevorzugten Tragwerke für Straßenbrücken. Man erreichte damit, gegen Ende des 18. und im Beginn des 19. Jahrhunderts, ausnahmsweise sogar Weiten über 100 m. Die berühmtesten Werke darunter sind in geschichtlicher Reihenfolge:

1757. Rheinbrücke bei Schaffhausen, von ULRICH GRUBENMANN. 2 Öffnungen von 52 m mit Hänge-Sprengwerk-Trägern;

1778. Limmatbrücke bei der Abtei Wettingen in der Schweiz, von ULRICH und JOHANN GRUBENMANN, Sprengwerke von nahezu 119 m Weite. 1799 durch die Franzosen verbrannt (Fig. 72).

1804—1806. Brücke über den Schuylkill bei Philadelphia, von TIMOTHY PALMER, ein Bogenfachwerk mit geradem Obergurt und reinem Dreieckstabwerk (Fig. 73) von etwa 103 m Weite.

Im Vordergrund des europäischen Brückenbauwesens standen damals die Schöpfungen schweizerischer Baumeister, wie die beiden Brüder GRUBENMANN von Teufen, RITTER aus Luzern. Dazu kamen die Meister KINK aus Tirol, FUCHS

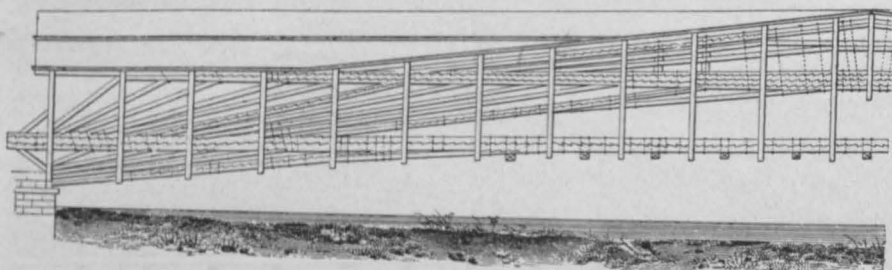


Fig. 72. Limmatbrücke bei Wettingen in der Schweiz, 1778 erbaut, 1799 verbrannt.

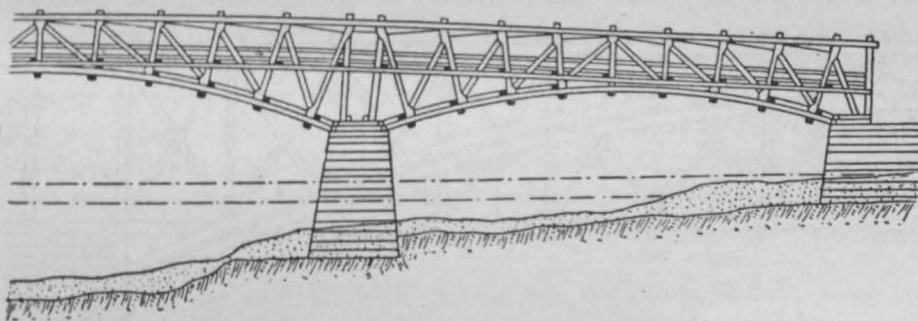


Fig. 73. Schuylkillbrücke in Philadelphia, 1804.

und FUNK aus Deutschland u. A. Vielgenannt wurden auch die Bogenbrücken von WIEBEKING²², der in Frankreich gebildet, als Generaldirektor des Straßen- und Wasserbauwesens nach Bayern berufen wurde. Die von ihm eingeführten Bogenträger gleichen im wesentlichen den bekannten Bindern der Bohlendächer von DELORME (1515—1570). Die Tragfähigkeit der Brücken WIEBEKINGS hatte aber keine Dauer. Die von ihm (1809) gebaute Regnitzbrücke in Bamberg mit einer Öffnung von 71,8 m Weite mußte bald abgetragen werden. Sie wurde (1829) durch eine Kettenbrücke ersetzt (vgl. zweiter Abschnitt § 8). Auch diese ist heute nicht mehr vorhanden, sie hat (1887) einer gegliederten Auslegerbrücke Platz machen müssen.

²² RZIHA, Eisenbahn-Unter- und Oberbau. 1877. II. S. 128.

2. Inzwischen wurden die deutschen Leistungen durch nordamerikanische Ingenieure überholt. Diesen gebührt das große Verdienst, zuerst ein Mittel gefunden zu haben, um die bei Bogenträgern, sowie auch bei Verbindungen von Hänge- und Sprengwerk-Trägern, auftretende Bogenkraft (2) unschädlich zu machen. Das Mittel bestand in der Verbindung des Bogens mit einem Balken, woraus ein Balkenwerk hervorging, das später unter den Namen *bow-string* (Bogen-sehnen-Träger) *auch in Eisen nachgebildet worden ist.*

Die Fig. 74 und 75 veranschaulichen zwei von BURR erbaute Brücken:

Die *Delawarebrücke* bei Trenton (1804) mit 5 Öffnungen von 49 m bis 61 m Weite, und die Brücke über den *Connecticut* bei *Bellow Falls* mit 53 m Weite.

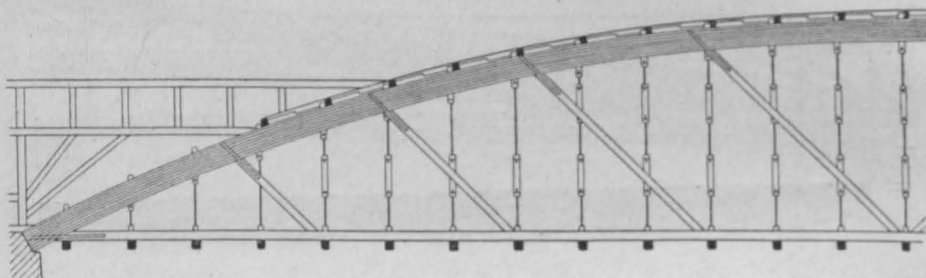


Fig. 74. Delawarebrücke bei Trenton, 1804.

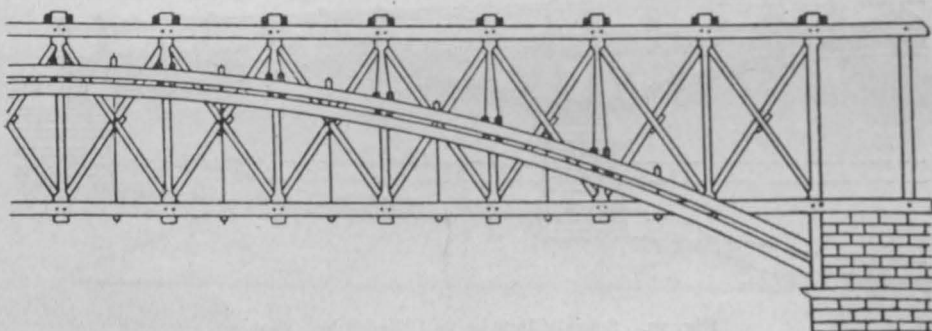


Fig. 75. Brücke über den Connecticut bei Bellow Falls, 1804.

Das erstgenannte Bauwerk zeigt in klarer Anordnung Bogenträger mit durch Zugbalken aufgehobener Bogenkraft, ein System, das in neuer Zeit auch im Eisenbrückenbau erfolgreich eingeführt worden ist (2). Fig. 75 veranschaulicht einen durch Parallelfachwerk versteiften Bogenträger. Die mittlern Felder des Parallelträgers sind mit Hilfe eiserner Hängestangen am Bogen aufgehängt, die Endpfeiler stützen sich auf den Bogen und die Pfeiler. Eine genauere Berechnung des Tragwerkes hat nicht stattgefunden. So sind denn auch die Kreuzstreben in den Parallelträgerfeldern als bloße *Andreaskreuze* aufzufassen. Eine noch bestehende amerikanische Brücke dieser Art, deren Photographie ich von meinem Neffen Ingenieur JOHANN MEHRTENS erhielt, ist in der Fig. 76 abgebildet.

Viel später als obige Holzbrücken entstanden waren, gab NAVIER seine ersten

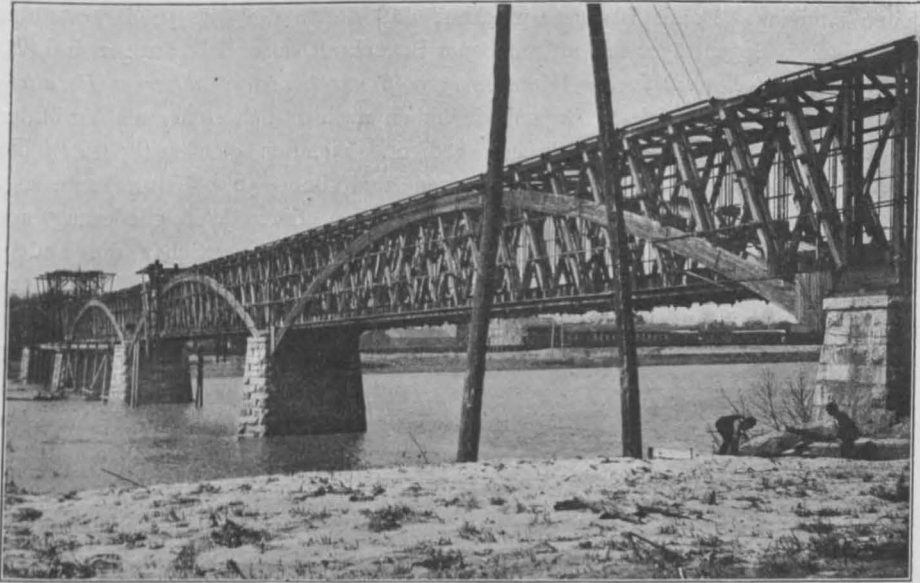


Fig. 76. Alte Holzbrücke über den Savannahfluß bei Augusta, Georgia. Bauart BURR.

Theorien zur Berechnung von Holzbauten heraus (1826). Er behandelte aber hauptsächlich nur *Sprengwerke*, denn nach seiner Meinung soll man grundsätzlich »die Hauptteile in der Richtung jener Geraden legen, die sich von den Angriffspunkten der Belastungen nach den Stützpunkten ziehen lassen«. NAVIER gibt zwar auch die Zeichnungen von zwei *Parallelträgern* (Fig. 77—78), berechnet aber nur deren Gurtstäbe auf Biegung. Er bemerkt dazu, die Annahme, auf welcher seine Rechnung beruhe, sei nur erfüllt »wenn die Stäbe durch eine Reihe von Querstücken oder Andreaskreuzen oder durch Keile, die in Einschnitten liegen, mit einander verbunden sind«.

NAVIER zeichnet auch die Verbindungen von Bogen und Balken, sowie von Bogen mit Hängebogen (Fig. 79). Dazu sagt er: »Ist einer der Stäbe bogenförmig oder sind es beide, so genügt eine Verbindung mit einfachen Querstücken, wenn jene Stäbe nur an ihren Enden so verbunden werden, daß sie nicht aufeinander

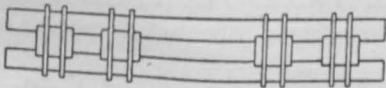


Fig. 77. Parallelträger mit eingelassenen Querstücken.

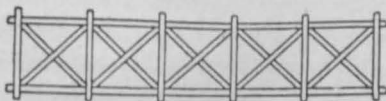


Fig. 78. Parallelfachwerk mit Andreaskreuzen nach NAVIER.

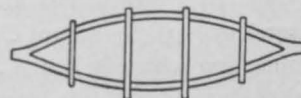
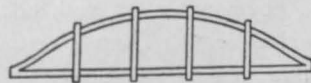


Fig. 79. Gespreizte Balken nach NAVIER.

gleiten können«. Damit ist ausgesprochen, daß die in der Fig. 79 dargestellten Verbindungen Bogenträger mit aufgehobener Bogenkraft, also Balkenträger sind (2).

3. Die ersten, auch in der Wand sachgemäß ausgebildeten, hölzernen Parallelträger stammen aus Nordamerika und sie haben nachweislich später als Vorbilder für die ersten eisernen Fachwerkträger gedient. Ziemlich gleichzeitig traten die Ingenieure LONG und TOWN mit Neuerungen auf (1829—30). TOWN baute sog. Lattenbrücken (lattice-work), d. h. Fachwerkbrücken, deren Wandgliederung aus zwei Scharen von Latten hergestellt war, von denen eine Schar die andere kreuzte, während jeder Gurt aus zwei Langhölzern bestand. An allen Kreuzungen in der Wand und in den Gurten wurde die Lattenbefestigung durch Nagelung

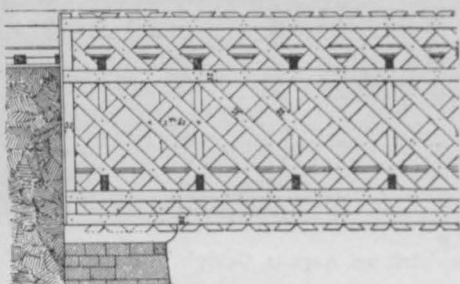


Fig. 80. Lattenträger von TOWN.

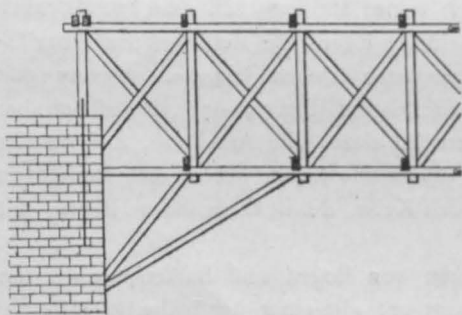


Fig. 81. Gegenfachwerk von LONG.

bewirkt (Fig. 80). In ähnlicher Art wurden die ersten eisernen Fachwerkbrücken gebaut, worüber Näheres im zweiten Abschnitte nachzulesen ist.

Die von LONG eingeführten Fachwerkträger (Fig. 81) besaßen Doppelständer, Hauptstreben und Gegenstreben (St. II. 20, a). Die Hauptstreben waren doppelt; dazwischen kreuzten die Gegenstreben. Als Hauptstreben gelten hier diejenigen Streben, die unter dem Eigengewichte der Brücke nur Druck erfahren. Damit nun die Gegenstreben niemals, auch nicht durch die Verkehrslast Zug erleiden, hat LONG die sämtlichen Wandstreben mit Hilfe von in den Gurtknoten eingelegten Keilen künstlich auf Druck angespannt. Die Anspannung mußte in jedem Trägerfelde so hoch bemessen werden, daß selbst bei der gefährlichsten Lastlage des Feldes (St. II. 18, c) dort die Gegen-

strebe niemals eine Zugspannung zu erleiden brauchte. Dadurch erhielt natürlich die Hauptstrebe einen höheren Druck, als sie erfahren haben würde, wenn Gegenstreben überhaupt nicht vorhanden gewesen wären.

So klar die von LONG zuerst gegebene Idee des Gegenstreben-Fachwerks auch war, ihre genaue Durchführung mit Hilfe der Keilvorrichtungen in den Gurten zeigte sich bald als unausführbar. In ausgezeichneter Weise verbesserte der Ingenieur HOWE (1835—1840) die bauliche Anordnung des Longträgers durch die Einführung von schmiedeeisernen Zugstangen (Fig. 82—83) an Stelle der hölzernen Doppelständer LONG's. In der Regel ordnete Howe die Gurte dreiteilig an; Hauptstreben (wie bei LONG) doppelt und Gegenstreben einfach. Um einen tadellosen, genauen Anschluß zwischen den Streben und den Gurten zu erzielen, legte

er in jedem Gurtknoten besonders geformte Knaggen aus Hartholz oder Gußeisen ein (Fig. 82). So konnte vor der Benutzung des Trägers, durch künstliches Anspannen der Zugstangen, jede Strebe eines Feldes eine Druckspannung erhalten, die gerade ausreichte, um Zugspannungen in keiner Strebe aufkommen zu lassen.

Die bedeutendste, mit Howeträgern ausgerüstete Brücke war die Eisenbahnbrücke über den Mstafluß in Rußland in der Linie Petersburg-Moskau, erbaut im Jahre 1844. Sie hatte 9 Öffnungen von 61 m Weite und wurde von 33 m hoch aus dem Wasser vorragenden hölzernen Pfeilern unterstützt. Im Jahre 1869 verbrannte die Brücke zum größten Teile. Auch heute spielt der Howeträger im Bauwesen noch eine Rolle, namentlich bei vorübergehenden Anlagen, wie sie auf Baustellen gebraucht werden. Auch bei der Wiederherstellung von zerstörten Brücken im Kriege ist der Howeträger viel verwendet worden, so namentlich im französischen Kriege 1871. Über hölzerne Pfeiler als Vorläufer der eisenen vgl. unter II.

9. Die ersten eisenen Brücken.

1. Im Altertum schätzte man das Eisen hauptsächlich nach seiner Bedeutung für den Krieg. Für Ackerbau und Gewerbe benutzte man es nur in beschränktem Maße, und in der Baukunst verwendete man es nur für ganz untergeordnete Dinge. Daran änderte sich im Laufe von Jahrhunderten wenig. Selbst in der Blütezeit der Baukunst des Mittelalters wußte man das Eisen nicht anders auszunutzen, als für Beschläge,

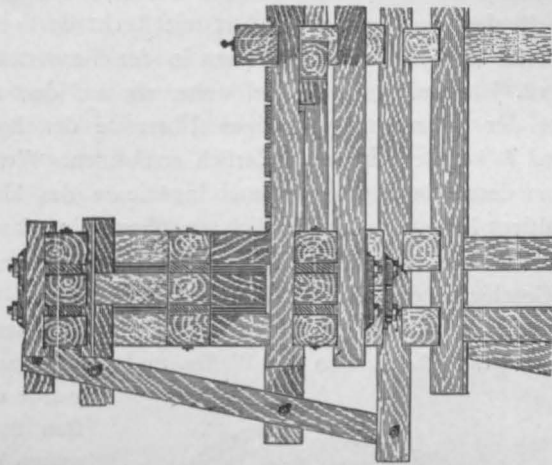


Fig. 83. Gegenfachwerk von Howe. Querschnitt.

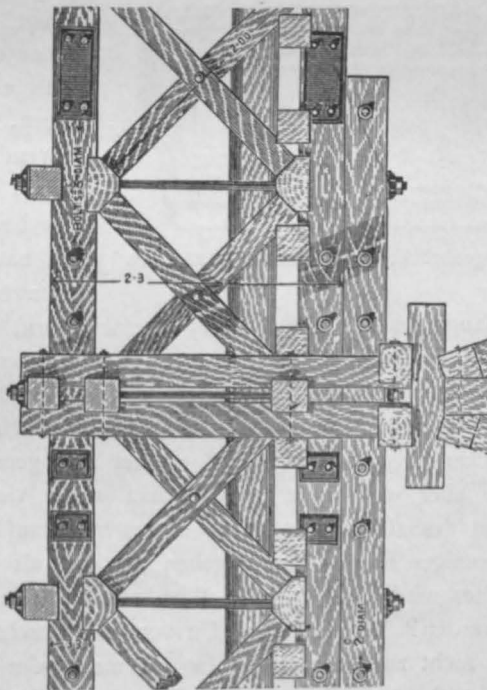


Fig. 82. Gegenfachwerk von Howe. Ansicht.

zum Verdübeln von Steinverbänden, Verstärken von Holzverbindungen und hölzernen Tragwerken, sowie zum Verankern von Gewölben und Kuppeln. Erst um die Wende des 18. und 19. Jahrhunderts wurden die von altersher allein herrschenden Baustoffe Holz und Stein auf allen Gebieten des Bauwesens vom Eisen abgelöst. Deshalb darf das 19. Jahrhundert mit Recht das »eiserne« genannt werden.

Auch im *Brückenbau* kam man in der Verwertung des Eisens bis zum Ende des 18. Jahrhunderts nicht viel weiter als auf den anderen Baugebieten. Angesichts der bewunderungswürdigen Überreste der Brückenbaukunst des Altertums (6 und 7) könnte dies verwunderlich erscheinen. Wenigstens liegt die Frage nahe, warum denn die Baumeister und Ingenieure des klassischen Altertums — deren gewaltiges Können so eindringlich aus ihren hinterlassenen Werken zur Gegenwart spricht — nicht das Eisen auch als Baumittel verwertet haben. Darauf antwortet die Geschichte des Eisens: Eisen und Stahl waren damals im Vergleich zu Holz und Stein zu kostbare Metalle, als daß man sie anders als zu den unentbehrlichen Dingen des Lebens, also für Waffen und Geräte, zu verwenden strebte. Zudem

wurde das Eisen abseits von den großen Straßen des Verkehrs in einsamen Waldtälern und nur in geringen Mengen *unmittelbar aus den Erzen* erzeugt, war also umständlich zu gewinnen und zu beschaffen. Überdies fehlte es auch an passenden Werkzeugen, um die Eisenstücke in die notwendigen Formen und Verbindungen zu zwingen, während dies alles bei Holz und Stein in einfachster, natürlichster Weise zu lösen und zu bewerkstelligen war.

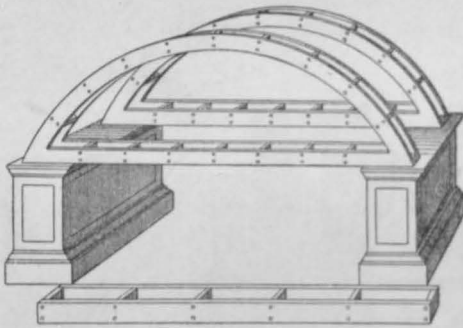


Fig. 84. Bogenbrücke nach FAUSTUS VERANTIUS.

Im Anfang des 16. Jahrhunderts, in einer Schrift des venetianischen Ingenieurs FAUSTUS VERANTIUS aus Dalmatien (1617) begegnen wir zuerst dem Gedanken, ganz metallene Brücken, Dächer und Decken aus Glockenmetall zu gießen. VERANTIUS zeichnet einen Brückenbogen (Fig. 84) und sagt dazu: »Diese Brücke soll aus lauter Glockenspeise gemacht sein, sie sei nun gerade oder im Bogen gewölbt. Es möchte aber wohl einer sagen, man werde viel Glockenspeise dazu haben müssen und deshalb würden große Unkosten darauf gehen; darauf antworte ich, daß viel weniger Kosten darauf gehen werden, als wenn sie aus Stein gemacht wird. Weiter wird einer fragen: Wie kann ein so mächtiges Werk gemacht und gegossen werden? Dieses solltest Du von den Geschützgießern erforschen. Wenn sie es Dir nicht zu sagen wissen, so komme wieder zu mir. Auf dieselbe Weise kann man auch mit viel geringeren Kosten die Dächer und Decken der großen Gebäude und Kirchen machen.« Vgl. auch § 6 unter 50.

Gußeisen scheint VERANTIUS danach für seine Zwecke nicht für geeignet gehalten zu haben, da er doch wohl gewußt hat, daß man bereits fast 200 Jahre vor seiner Zeit nicht allein bronzene sondern auch gußeiserne Geschütze wohl zu

gießen verstand. Dagegen enthält seine Schrift an anderer Stelle die Abbildung einer *Hängebrücke* (Fig. 85), deren wagrechte Fahrbahn zu jeder Seite mit Hilfe von vier schmiedeeisernen Kettenreihen an Widerlagstürmen aufgehängt ist. Er beschreibt die Brücke mit folgenden Worten: »Diese Brücke nennen wir deshalb eine eiserne, weil sie an zwei Türmen, die an beiden Seiten des Wassers aufgebaut sind, mit vielen eisernen Ketten aufgehängt ist. Die Türme werden aber ihre Tore haben, damit man die Reisenden einlassen oder aussperren kann.«

Ob VERANTIUS seine Gedanken und Pläne irgendwo zur Ausführung gebracht hat, wissen wir nicht, ebensowenig wieviel Anteil daran etwa seine Vorgänger haben, namentlich LIONARDO DA VINCI (1452—1519), der große Künstler, Ingenieur und Philosoph, der auf allen Gebieten der damals bekannten Künste und Wissenschaften hervorragend tätig war, besonders auch im Bau von Kriegs- und Festungsbrücken. Jedenfalls zeigt aber des VERANTIUS Plan einer eisernen Kettenbrücke

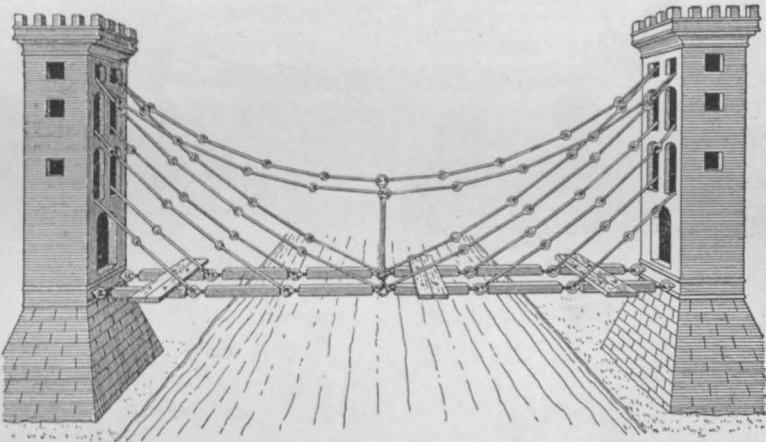


Fig. 85. Hängebrücke nach FAUSTUS VERANTIUS, 1617.

eine viel sachgemäßere Anordnung als die altchinesischen Brücken dieser Gattung sie aufweisen. Deren Bahn lag zwar auf ausgespannten eisernen Ketten, war aber unmittelbar darauf befestigt, so daß sie für Fußgänger und Reiter ebenso beschwerlich wie gefährvoll zu passieren war, wie die aus Pflanzenfasern oder Schlingpflanzen geflochtenen urwüchsigen Seilbrücken der Naturvölker (4 u. 49—50). Der Jesuitenpater ATHANASIUS KIRCHERIUS erzählt in seinem Reisewerke²³ von einer Kettenbrücke, die in der Provinz *Junnan* über ein sehr tiefes Tal gespannt war, das ein reißender Fluß mit großer Geschwindigkeit durchströmte. Sie soll im Jahre 65 vom Kaiser MINGUS erbaut worden sein²⁴.

²³ ATHANASII KIRCHERI, E Soc. Jesu. *China Monumentis* etc. Amsterdam 1667. S. 215.

²⁴ Die Stelle lautet: »*Mingus Hamae* familiae Imperator anno Christi 65 condidisse fertur, non lateritio opere, aut ingentium saxorum coagmentatione, sed *crassissimis ferreis catenis ad annulos hamis unisque* ex utraque montium parte ita firmatos, ut superimpositis asseribus pontem extruxerit; catenae sunt 20, quarum unaquaeque 300 perticarum, id est, 300 palmorum longitudinem

Die Abbildung einer ähnlichen altchinesischen Kettenbrücke bei *Kingtung* (Fig. 86) findet sich bei SCHRAMM²⁵.

Es ist wohl zu verstehen, warum diese ersten Ideen, eiserne Brücken zu bauen, ebenso wie die Brückenentwürfe einzelner französischer Ingenieure im 18. Jahrhundert (60) nicht verwirklicht worden sind. Für die Verarbeitung des *schmiedbaren Eisens* fehlte es immer noch an den geeigneten Werkzeugen und Maschinen, so daß der Wettbewerb von Holz und Stein erdrückend wirkte. Im Mittelalter war der Hammer das einzige Werkzeug des Schmiedes und sogar am Ende des 18., auf der Schwelle des eisernen Jahrhunderts, gehörte die Bearbeitung von Schmiedestücken über 200 kg Gewicht zu den Seltenheiten. Es war



Fig. 86. Kettenbrücke in der chinesischen Provinz Junnan, 65 v. Chr. (Nach SCHRAMM.)

deshalb für die damalige Zeit ein ungeheurer Gewinn, als die Einführung der Dampfkraft und der verkokten Steinkohle im Hochofenbetrieb die Verwendung des *Gußeisens* für Bauwerke aller Art ermöglichte.

Französische Ingenieure waren es, die den ersten Versuch machten, eiserne

habet, quem cum plures simul transeunt, pons titubat ac hinc inde movetur, non absque transeuntium metu ruinae percussorum, horrore et vertigine; ut proinde satis mirari non possim Sinesium Architectorum dexteritatem, quâ ad itinerantium commoditatem tot ac tam ardu opera attentare sint ansi.

²⁵ SCHRAMM, Historischer Schauplatz, in welchem die *denkwürdigsten Brücken* usw. beschrieben werden. Leipzig, Bernhard Christoph Breitkopf. 1735. S. 40 und 59.

Brücken zu bauen: DESAGUILLIERS ging mit dem Entwurfe einer eisernen Themsebrücke um, GARRIN hatte im Jahre 1719 bereits angefangen, seinen Plan, über die Rhône in Lyon eine gußeiserne Brücke zu schlagen, ins Werk zu setzen, schreckte aber vor den Schwierigkeiten und Kosten der Ausführung zurück, so daß die geplante Brücke aus Holz gebaut wurde. In den Jahren 1755—1779 beschäftigten sich die französischen Ingenieure GOIFFON, CALIPPE und DE MONTPETIT mit verschiedenen Entwürfen von gußeisernen Brücken für die Rhône²⁶.

Alle diese Versuche führten aber nicht zum Ziele. Und doch scheint es uns heute so, als ob die französischen Ingenieure am meisten befähigt gewesen wären, auch auf dem Felde des *Eisenbaues* voran zu gehen. Denn Frankreich hat das Glück gehabt, die ersten wissenschaftlich gebildeten Ingenieure zu besitzen. COLBERT, der geniale Finanzminister Ludwig XIV., beschützte die Industrie, baute Kanäle und Kunststraßen und unterstützte Künste und Wissenschaften. Er stiftete (1666) die Akademie der Wissenschaften und (1671) die Akademie der Baukunst. So wurde den französischen Ingenieuren vor allen andern frühe Gelegenheit geboten, neben der praktischen auch die wissenschaftliche Seite des Faches zu pflegen. Namentlich im Bau steinerner Brücken bildete sich eine mustergültige französische Schule aus, die eine Reihe von glänzenden Bauten schuf und der wir auch die ersten Veröffentlichungen über die *Theorie der Gewölbe*, sowie über die einfachsten Fälle der *Festigkeitslehre* verdanken.

Aber die Zeit war erfüllt, wo Frankreich seine jahrhundertlang gewahrte führende Stellung in der Technik an England abtreten mußte. Auch waren die Schwierigkeiten, die sich dem Bau eiserner Brücken damals noch entgegenstellten, mehr praktischer als theoretischer Natur, und auf dem praktischen Felde der Technik stand England bereits im 18. Jahrhundert im Vordergrund. Die wichtigsten kulturgeschichtlichen Ereignisse auf mechanisch-technischem Gebiete und im Eisenhüttenwesen spielten sich auf englischem Boden ab. Deutschland, das noch im 16. und 17. Jahrhundert im Eisenhüttenwesen die Führung hatte, war darin von England überholt worden. Das war eine Folge der mit der Entdeckung Amerikas und der neuen Seewege zusammenhängenden schwerwiegenden Umwälzung der Weltwirtschaft und namentlich auch des 30jährigen Krieges. So wurde England das Vaterland des Webstuhles und der Dampfmaschine, des Eisens, der Eisenbahnen und der eisernen Brücken.

2. Der Baustoff der ersten eisernen Brücken war *Gußeisen*, das bekanntlich aus dem in Hochöfen dargestellten Roheisen in Formen gegossen wird. Hochöfen gab es bereits die Menge. Aber erst nachdem man (1735) gelernt hatte, *verkokte Steinkohle* im Hochofenbetrieb zu verwenden — wodurch eine größere und gleichmäßigere Hitze und deshalb auch ein besseres *Roheisen* erzeugt werden konnte — erhielt man das Gußeisen in solcher Güte, daß man es auch im Ingenieurbauwesen zu benutzen wagte. Dem englischen Ingenieur SMEATON gebührt das Verdienst hierbei vorgegangen zu sein. Er sagt in einem Schreiben vom

²⁶ DE MONTPETIT, Prospectus d'un pont de fer, d'une seule arche 1783. Journal de Littérature et des Beaux-Arts 1779. Nr. 28 und 32.

Jahre 1782: »Als ich vor 27 Jahren zum ersten Male Gußeisen für gewisse Zwecke verwendete, da rief alles, wie kann sprödes Gußeisen halten, wenn das stärkste Zimmerholz nicht widersteht? Die betreffenden Gußstücke arbeiten heute noch und ihr Gebrauch, der zuerst in Nordengland gemacht wurde, ist seit der Zeit ganz allgemein geworden und ich habe nie von einem Bruche gehört.«

Das Gußeisen war auch ein vorzüglicher Baustoff zur Einkleidung der weltbewegenden Ideen von JAMES WATT. Die ersten Dampfkessel waren von Gußeisen, die Dampfzylinder sind es ja noch heute. In kurzer Zeit hatte das Gußeisen seinen Hauptnebenbuhler, das *Holz*, auf vielen Gebieten des Bauwesens verdrängt; Walzgerüste und sogar Wasserräder wurden aus Gußeisen gemacht.



Fig. 87. Gußeiserne Bogenbrücke über den Severn bei Brosely.
Älteste Eisenbrücke der Welt, 1779.

SMEATON verwendete das Metall u. a. auch für seine Mühlen und für den weltberühmten Leuchtturm von Eddystone. In Coalbrookdale goß man (1767) die erste brauchbare Schiene für die Pferde-Kohlenbahnen des Werkes und später goß man dort die *erste feste eiserne Brücke der Welt*, die gußeiserne Brücke über den Severn, 1776—1779 erbaut, mit etwa 31 m Spannweite (Fig. 87).

Der verdienstvolle Entwurfverfasser und der Erbauer der Brücke ABRAHAM DARBY wurde 1788 von der englischen Gesellschaft der Künste, in deren Sammlungen das Modell der Brücke verwahrt wird, durch die Verleihung einer goldenen Medaille geehrt. In unmittelbarer Nähe der Brücke ist eine blühende Stadt entstanden, die nach ihr den Namen »*Ironbridge*« erhalten hat. Nach ihrem Muster wurden in England in den beiden letzten Jahrzehnten des 18. Jahrhunderts viele solche Bogenbrücken gegossen und sogar bis Amerika verschifft²⁷.

²⁷ Sammlung nützlicher Aufsätze und Nachrichten die Bankunst betreffend. 1797. 1. Band. S. 165—167.

Ich erhielt die Photographie der Brücke von den Coalbrookdale Iron Works, jenen Werken, die in der Geschichte des Eisens eine so bedeutsame Rolle spielten. Die Eisenteile der Brücke wurden in Coalbrookdale vor etwa 30 Jahren gegossen.

Die Brücke selbst steht, wie mir die Direktion der Werke schreibt: »*still in excellent preservation and is in daily use for a considerable traffic across the river Severn*«. Fürwahr, ein beredtes Zeugnis für die Vorzüglichkeit des Eisens als Brückenbaustoff! Allerdings verdient erwähnt zu werden, daß die Brücke ursprünglich nur eine einzige Öffnung besaß. Wahrscheinlich ist man seiner Zeit sich nicht ganz klar über die Wirkung der Bogenkraft eines so weit gespannten eisernen



Fig. 88. Brücke über das Striegauer Wasser bei Laasan, 1797. Älteste Eisenbrücke des europäischen Festlandes. Neueste Aufnahme.

Bogens gewesen. Wenigstens erzählt STEPHENSON²⁸ von einem Weichen der Widerlager, wobei die gußeisernen Bogenrippen zum Teil brachen. Wahrscheinlich hat man infolgedessen im Jahre 1800 in der Rampe auf dem Broseleyufer noch zwei kleinere Landöffnungen eingelegt. Im Jahre 1862 wurde die Brücke in allen ihren Teilen genau untersucht, wobei in den genannten Landöffnungen einige Anzeichen der Schubwirkung des großen Bogens noch bemerkt worden sind²⁹.

In Deutschland wurde eine ähnliche Brücke schon im Jahre 1794 auf dem Königl. Eisenhüttenwerke Malapane gegossen und 1796 als Straßenbrücke über

²⁸ Encyclopaedia Britannica 8th. edition. Art. »Iron Bridges«.

²⁹ SMILES, Industrial Biography 1863. S. 92.

das Striegauer Wasser bei Laasan (Niederschlesien) errichtet. *Diese Brücke war die erste eiserne Brücke des europäischen Festlandes* und sie steht heute noch gut erhalten da, wie sie die Fig. 88 vorführt. Die Brücke liegt in der Chaussee Saarau-Laasan-Kappendorf-Bertholdsdorf. Herr Kreisbaumeister GRAEVE in Schweidnitz, dem ich ihre neueste Aufnahme verdanke, schreibt mir, daß die Brücke »bis zurzeit in ihrem ursprünglichen Zustande erhalten worden ist und auch beim Neubau des über sie führenden Weges als Chaussee erster Ordnung eine Verstärkung nicht erfahren hat, nur sind einige unwesentliche Eisenteile, die im Laufe der Zeit schadhaft geworden waren, ergänzt worden«. Nach einer weiteren Mitteilung des Landesbaurats der Provinz Schlesien ist die Brücke, obwohl zwischen den Geländern nur 5,9 m breit³⁰, ihrer hohen baugeschichtlichen Bedeutung wegen bisher nicht umgebaut worden.

Die Fig. 89 sind Abdrücke (in natürlicher Größe) der Vorderseite von Bronzedenkmünzen, die zum Andenken an die Errichtung der beiden genannten Brücken geschlagen worden sind. Die Rückseite der englischen Denkmünze gibt die Ab-



Fig. 89. Denkmünzen, geschlagen 1792 und 1796 zur Erinnerung an den Bau der ersten eisernen Brücken in Europa.

bildung einer Seilbahn mit der Unterschrift »Inclined Plane at Ketley 1789«. Die Rückseite der deutschen Medaille trägt die Inschrift: »Auf Kosten des Herrn Reichsgrafen Niclas August Wilhelm v. Burghaus auf Laasan, geboren 14. März 1750, Herrn zu Laasan-Peterwitz-Saarau-Beatenwald und Neudorf«.

Einige Einzelheiten über die Bauart und Herstellung der beiden Brücken — wovon

weiterhin (unter 60 u. 62) noch die Rede sein wird — findet man besonders in der bereits angeführten »Sammlung nützlicher Aufsätze«. Das Gewicht der Severnbrücke beträgt in der Hauptöffnung 385 t (zu je 1000 kg); jede Hälfte einer Bogenrippe (in einem Stücke im offenen Sande gegossen) wiegt etwa 6 t. Das Eisenwerk der schlesischen Brücke wog zusammen 47 t, die in Breslau angeliefert, rund 10400 *M* gekostet haben, also für die Tonne rund 220 *M*. Die Gesamtbaukosten der Brücke beliefen sich auf rund 20000 *M* (vgl. auch die Einzelheiten unter 62).

³⁰ In den ältesten Mitteilungen der schlesischen Provinzialblätter vom 10. Oktober 1796 wird die Breite der Brücke zu 18' angegeben, was zutrifft. Vgl. Anmerk. 27.

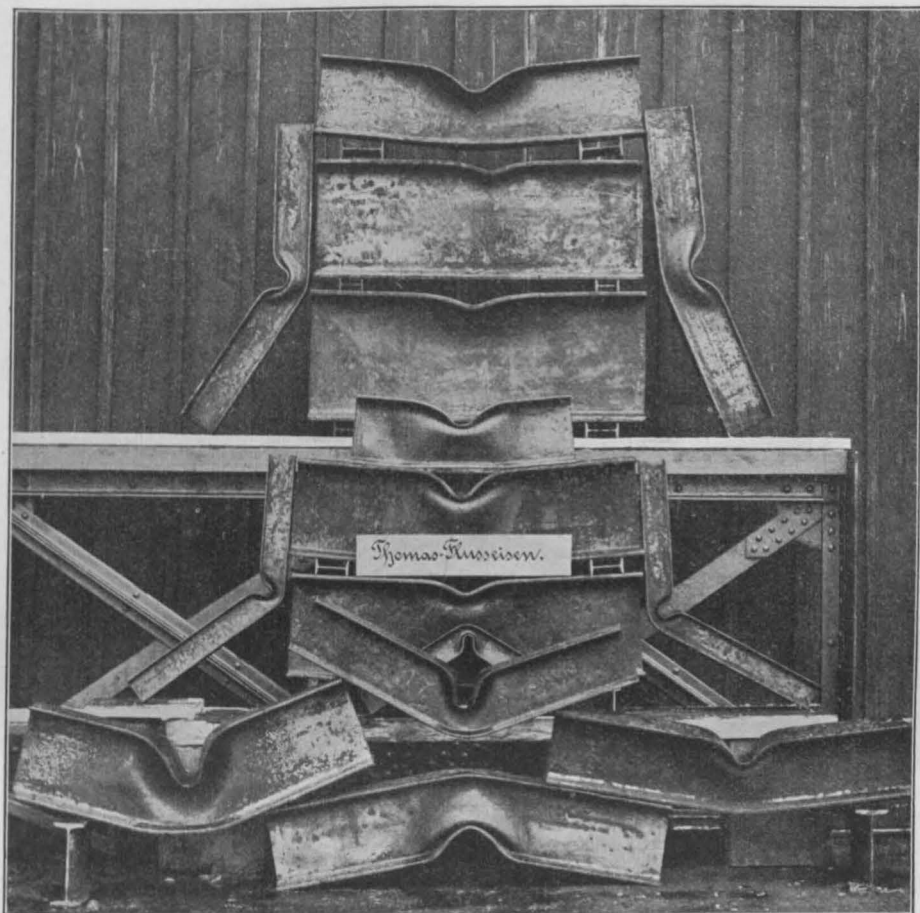


Fig. 90. Versuche mit Thomas-Flusseisen beim Bau der neuen Weichselbrücke in Dirschau (1889–1892).

§ 2. Das Eisen in hütten- und bautechnischer Beziehung.

10. Rückblick auf die Geschichte der Eisendarstellung.

1. Bis zum Ende des 15. Jahrhunderts kannte man noch kein *Guß Eisen*. Man befand sich damals noch völlig auf dem Standpunkte des Altertums, indem man Eisen oder Stahl nur unmittelbar aus den Erzen zu erzeugen wußte, wobei man kleine den Schmiedefeuern ähnliche (etwa 30–50 cm tiefe) *Herde* (Fig. 91) benutzte. Man lernte dann allmählich größere und höhere *Öfen* bauen, in denen man, ihrer stärkeren Hitze wegen, neben dem teigigen, schmiede- und schweißbaren Erzeugnisse bald auch noch ein flüssiges Eisen erhielt, das man anfangs aber, weil es ebenso wie die Schlacke abfloß, für unreines, unbrauchbares Eisen hielt. Erst später erkannte man den Irrtum und stellte dann dieses flüssige Eisen in noch größeren und höheren Öfen, den sogen. *Hochöfen*, unter dem Namen *Roheisen* absichtlich her, einerseits um aus ihm, seiner Leichtflüssigkeit wegen,

allerlei Gegenstände in Formen zu gießen — also *Gußeisen* zu erhalten — anderseits aber auch, um es als Mittelding zur Erzeugung von schmiedbarem Eisen und Stahl zu verwerten.

Man verschmolz also — im Gegensatz zu der früheren *unmittelbaren Erzeugung* aus den Erzen — von jetzt ab die Erze im Hochofen erst zu Roheisen und aus dem Roheisen stellte man dann auf dem Herde das schmiedbare Eisen dar. Die Darstellung auf dem Herde ging in einfacher Weise dadurch vor sich, daß man dem in Holzkohlenfeuer erhitzten Roheisen mit dem Winde aus einem Blasebalge atmosphärischen Sauerstoff zuführte, und zwar so lange, bis dadurch das Roheisen einen ausreichenden Teil seines Kohlenstoffs durch Verbrennung verloren hatte.

Die Höhe des Kohlenstoffgehaltes bestimmt bekanntlich im wesentlichen die technischen Eigenschaften des Eisens. Chemisch reines Eisen ist viel zu weich und daher technisch ganz unbrauchbar. Mit wachsendem Kohlenstoffgehalt nimmt die Härte des Eisens, ebenso wie seine Schmelzbarkeit, zu, weshalb das sehr stark kohlenstoffhaltende Roheisen (und das daraus gewonnene Gußeisen) leicht schmelzbar, aber, seiner Härte und Brüchigkeit wegen, nicht schmiedbar sind.

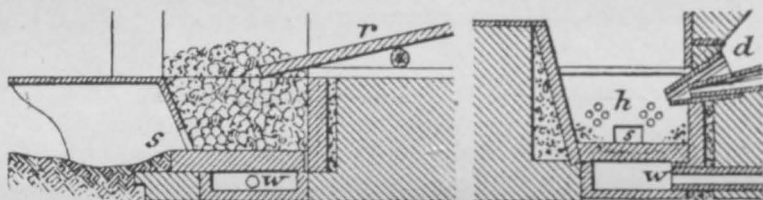


Fig. 91. Herdfrischverfahren. *r* Roheisenbarren auf Holzrollen zugeführt. *h* Herd. *s* Schlackenabfluß. *w* Wasserkühlung. *d* Düse (Windeinführung).

Entzieht man ihm aber seinen Kohlenstoff so lange, bis der Gehalt etwa noch 2,3 Hundertstel beträgt, so verwandelt es sich in schmiedbaren Stahl. Treibt man dann die Kohlenstoffentziehung noch weiter, bis auf etwa 0,6 vom Hundert, so erhält man diejenige Sorte schmiedbaren Eisens, die man heute *Schweiß Eisen* nennt.

Die hier eben nur kurz berührten Erfindungen des Eisengusses und der *mittelbaren Darstellung des schmiedbaren Eisens* erfolgten, wie gesagt, am Ende des 15. Jahrhunderts. Im 16. und 17. Jahrhundert übernahm Deutschland im Eisenhüttenwesen die Führung. Deutschlands Ruf war in jener Zeit noch so groß, daß das Ausland zum Einrichten und Überwachen neuer Eisenwerke mit Vorliebe fachkundige Deutsche heranzog. Selbst nach Schweden, das sich schon im 7. Jahrhundert den Beinamen »Järnbäräland«, d. i. »Mutterland des Eisens« beigelegt hatte, wurden (unter Gustav Adolf) Deutsche berufen, um dort die Eisenindustrie hoch zu bringen. Infolge der Entdeckung Amerikas und der neuen Seewege verschob sich aber allmählich der Mittelpunkt der Weltwirtschaft. Von den Ufern des Mittelmeeres wanderte er über die Küstenländer des großen Ozeans nach England und dazu kam der schreckliche Krieg, der Deutschland 30 Jahre lang (1618—1648) verwüstete und seine Lebenskraft ein Jahrhundert lang unterband.

So gingen vom 18. Jahrhundert an alle wichtigen Verbesserungen im Eisenhüttenwesen von England aus. Dessen unermeßliche Kohlenschätze lagen damals noch fast unbehoben. Man hatte zwar schon lange *Steinkohle* zum Schmieden verwendet, aber ihr geringer Verbrauch fiel den Unmassen von *Holzkohlen* gegenüber, die von den mehr und mehr sich ausbreitenden Hochofenwerken verschlungen wurden, nicht ins Gewicht. Um diese Massen zu beschaffen, wurden wahre Wälderverwüstungen zur Regel, bis schließlich unter dem Drange der Notwendigkeit — Not macht erfinderisch — Schlag auf Schlag alle jene englischen Erfindungen ins Leben traten, die mit der ausschließlichen Verwendung von *verkokter Steinkohle* im Hochofenbetriebe anfangen (1735) und mit der Einführung der Dampfmaschine (1768) endeten. Es folgten: der Guß der ersten brauchbaren Schiene (1767), der Bau der ersten eisernen Brücke (1779) in Coalbrook-Dale und schließlich — auf der Schwelle des eisernen Jahrhunderts — die kulturgeschichtlich so bedeutsame *Erfindung des Puddelofens* zum Zwecke der Eisendarstellung durch HENRY CORT (1784).

Erst mit der Einführung und Ausbildung des Verfahrens der Massendarstellung von *Schweißeseisen* im Puddelofen erhielt die Technik des 19. Jahrhunderts jenen ausgezeichneten Baustoff, den die im Werden begriffenen Eisenbahnen bald in gewaltigen Massen verbrauchten. Dadurch haben die Eisenbahnen, wie auf allen Gebieten des geistigen und materiellen Lebens, auch auf dem Felde der Eisenwerke eine Umwälzung herbeigeführt, die eigentlich bis heutigen Tages noch nicht zu Ende gekommen ist. Immer wieder mußte die Technik Verbesserungen ersinnen, um die Eisenbahnen in den Stand zu setzen, den stets sich steigernden Verkehrsanforderungen folgen zu können. Man muß nur bedenken, daß innerhalb des Jahrzehntes von 1830 bis 1840, wo die Eisenbahnen erst im Entstehen begriffen waren, das Gewicht der Lokomotiven sich annähernd verdreifachte, während das Gewicht des Zuges allein etwa um das Zwanzigfache und die Leistung der Lokomotive etwa um das Zehnfache gehoben wurde.

In dem halben Jahrhundert, das seitdem verflossen ist, haben sich diese mit der Verkehrsentwicklung innig verwachsenen Gewichtsvermehrungen in ähnlichem Maße wiederholt. So wird es leicht erklärlich, warum das Eisenhüttenwesen seit Jahrzehnten in steter Entwicklung und Umbildung begriffen gewesen ist und warum auf diesem Felde alles auf Erleichterung der Massenerzeugung und Erhöhung der Widerstandsfähigkeit des Erzeugnisses hindrängen mußte.

2. Der Puddelofen — der seinen Namen von dem englischen Zeitworte »to puddle« hat, das in dem Patente des Erfinders vorkam³¹, und so viel bedeutet wie: »umrühren« — war bald an der Grenze seiner Leistungsfähigkeit angelangt, sowohl bezüglich der Masse als auch der Güte seiner Erzeugnisse. Man war mehr und mehr darauf bedacht, anstatt des Eisens den *Stahl* als Baustoff einzuführen und sann deshalb unablässig über ein Verfahren, um auch Stahl in kurzer Zeit in Masse erzeugen zu können. Das war bislang nicht gelungen, weil hierbei nur der einzelne Tiegel, der Herd und der Puddelofen zur Verfügung standen (Fig. 92).

³¹ Dort heißt es »by a process of puddling, exposed to the current of flame and air the cast metal could be rendered malleable«.

Als aber um die Mitte der fünfziger Jahre FR. SIEMENS einen Flammofen einführte, in dessen Schmelzraum ein Strom von noch unverbranntem Gase mit einem Luftstrom zusammengeführt und unter sehr bedeutender gleichmäßiger Hitzentwicklung zur Verbrennung gebracht wurde, war damit der Anstoß zu Ver-



Fig. 92. Im Puddelwalzwerk der Firma Krupp-Essen.

besserungen in der Stahlbereitung gegeben. In einem solchen Flammofen mit Gasfeuerung konnte man nämlich eine große Zahl von Tiegeln gleichzeitig und rasch flüssig machen, auch lernte man bald alle Tiegel nacheinander in eine einzige Form gießen. Alle größeren Gußstahlwerke haben mit der SIEMENSSCHEN Erfindung der Gasfeuerung namhafte Erfolge erzielt.

KRUPP vermochte z. B. auf der Londoner Ausstellung im Jahre 1862 schon einen Gußstahlblock von 21 000 kg Gewicht auszustellen, der damals allgemeines Aufsehen erregte. Die größte Bedeutung hat der Tiegelgußstahl für das Geschützwesen erlangt. Kanonenrohre, die im fertigen Zustande über 50 000 kg wiegen, sind heute keine Seltenheiten mehr. KRUPP hat im Frühjahr 1887 ein für Italien bestimmtes Geschützrohr gefertigt, das 143 000 kg wiegt und, soweit bekannt, das schwerste Geschützrohr der Welt ist. Die Tätigkeit der Arbeiter in einem Tiegelschmelzbau veranschaulicht die Fig. 93.



Fig. 93. Im Tiegelstahl-Schmelzbau der Firma Krupp-Essen.

Der Kanonenstoff ist aber viel zu kostspielig und seine Darstellung zu umständlich und zeitraubend, um in größerem Maßstabe auf andern Gebieten verwendet zu werden. Deshalb sind die Bestrebungen der Hüttenmänner auch stets dahin gerichtet geblieben, einen *im flüssigen Zustande* erzeugten Stahl — deshalb *Flußstahl* genannt — auch ohne Anwendung von Tiegeln zu erhalten. Dies Ziel hat, unter Überwindung großer Schwierig-

keiten, der 1895 verstorbene HENRY BESSEMER erreicht. Im Juli 1855 trug BESSEMER seine einfache und großartige Idee der Stahlbereitung zum ersten Male einer Gesellschaft von englischen Fachmännern vor und erregte durch seine Mitteilungen in allen eisengewerblichen Kreisen der Welt ungeheures Aufsehen. Aber erst nach jahrelangen Mühen konnte BESSEMER bis zur Vollendung seines Verfahrens

durchdringen. Das war vor etwa 45 Jahren. Seitdem hat sich das Bessemerverfahren erstaunlich schnell über alle Eisen erzeugenden Länder der Erde verbreitet. Man benutzt dabei eiserne, mit feuerfesten Steinen ausgefütterte und um Zapfen drehbare Gefäße, Konverter oder Birnen genannt (Fig. 94), in welche vom Schmelzofen aus das flüssige Roheisen eingelassen wird. Eine solche Bessemerbirne ist das geeignetste Gefäß zur Massenerzeugung. In etwa 20 Minuten kann man darin eine flüssige Roheisenmasse von 10 000 bis 15 000 kg in Flußstahl umwandeln, während die Umwandlung der gleichen Menge im Flammofen etwa $1\frac{1}{2}$ Tage und auf dem Herde sogar $1\frac{1}{2}$ Wochen dauert. Das geschieht in der einfachsten Weise dadurch, daß der Sauerstoff der Luft in dünnen Strahlen von unten her durch die Löcher der Birne — *Düsen* genannt — in das flüssige Metallbad eingepreßt wird, wodurch die Verbrennung des Kohlenstoffes und damit die Umwandlung des Roheisens in Flußstahl vor sich geht. Die gleichzeitige Verbrennung der übrigen im Roheisen enthaltenen Stoffe, namentlich des Siliciums und Mangans, bewirkt, daß das Metallbad bis zur erfolgten Stahlbildung heiß und flüssig genug bleibt, um sofort in Gestalt von Blöcken, die später durch Walzen oder Schmieden ihre endliche Form erhalten, ausgegossen zu werden.

BESSEMERs Erfindung war kaum über die ersten Erfolge hinaus, als sich ihr eine neue wichtige Erfindung zugesellte. Auf dem französischen Werke von MARTIN in Sireuil war man, nach einer Reihe von erfolglosen Versuchen, endlich im Jahre 1865 unter Anwen-

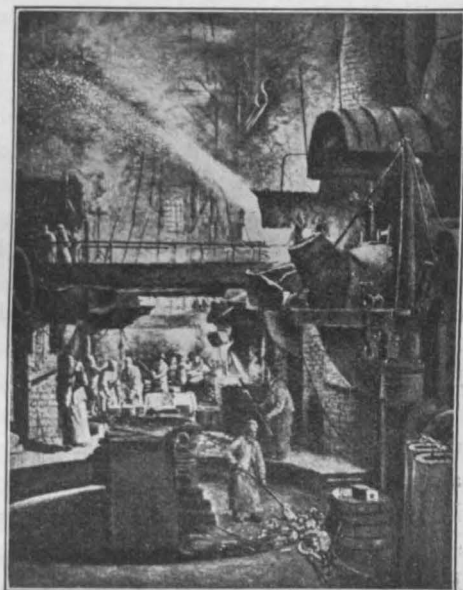


Fig. 94. Im Bessemerwerk der Firma Krupp-Essen.

dung der SIEMENSSchen Gasfeuerung, dahin gelangt, im Flammofen durch einfache Mischung von Schmiedeeisen mit flüssigem und festem Roheisen einen vorzüglich gleichartigen Flußstahl zu erzeugen. Die Darstellung im Flammofen verläuft zwar viel langsamer, dafür aber auch weniger stürmisch als in der Bessemerbirne, und das Erzeugnis: Martinstahl, *Martin-Siemens-Stahl* oder Flammofen-Flußstahl genannt, übertrifft den Bessemerstahl an Güte erheblich.

Sowohl in der Bessemerbirne als auch im Martinofen kann man aber, wenn nicht sehr phosphorarme Erze zur Verwendung gelangen, nur einen *phosphorhaltigen Stahl* gewinnen.

3. Der Phosphor ist der schlimmste Feind des schmiedbaren Eisens, und man hat seine gefährlichen Eigenschaften erst so recht kennen gelernt, nachdem man mehr Stahl zu Bauzwecken verwendete. Denn die schädlichen Wirkungen des

Phosphors, die sich in der Sprödigkeit und leichten Brüchigkeit des damit behafteten Eisens äußern, nehmen mit dem Gehalte des Eisens an Kohlenstoff zu. Sie sind also im Stahl am fühlbarsten, je härter er ist. Schon ein sehr geringer Phosphorgehalt (von mehr als $\frac{1}{100}$ vom Hundert) macht Stahl für alle baulichen Zwecke unbrauchbar. Zu Bessemermetall wird deshalb ausschließlich phosphorarmes Roheisen benutzt, zu dessen Erzeugung man an vielen Orten, so auch in Deutschland, sich gezwungen gesehen hat, phosphorfreie Erze vornehmlich aus Spanien, Portugal und aus dem nördlichen Afrika einzuführen. Die kostspielige Notwendigkeit solcher Erzbeschaffungen wurde mit der Zeit zu einem Sporn, die zahlreichen, bis dahin vergeblichen Versuche zur Entfernung des Phosphors aus dem Eisen mit vermehrtem Eifer fortzusetzen.

Die Entphosphorung des Eisens in der Bessemerbirne ist im Jahre 1879 dem Engländer THOMAS geglückt; er gab den zur Ausfütterung der Birne notwendigen feuerfesten Steinen eine besondere chemische Zusammensetzung, derart, dass das Futter sozusagen die während der Entkohlung des Flußmetalles sich entwickelnde Phosphorsäure aufschluckt und auf solche Weise ganz aus dem Metallbade entfernt. THOMAS war der erste, dem es gelungen ist, ein solches haltbares, feuerfestes Steinfutter herzustellen, und zwar aus einem Material, das chemisch ausgedrückt, basische Eigenschaften hat, d. h. das sehr begierig ist, sich mit Säuren aller Art zu verbinden, wie z. B. Magnesia, Kalkerde und Dolomit. Aus diesem Grunde nennt man das *Thomasverfahren* heute auch das *basische Verfahren* und im Gegensatz dazu den alten Bessemervorgang das *saurer Verfahren*, weil das Futter der Bessemerbirne aus kieselsäure- oder quarzreichem Material gefertigt wird.

THOMAS hat den Ruhm seiner Erfindung nicht lange genossen; er starb — wohl infolge starker geistiger Überarbeitung — am 1. Februar 1885, erst 35 Jahre alt³². Seine Erfindung hat sich aber schon über die ganze Welt verbreitet und ist besonders in Deutschland zu hoher Bedeutung gelangt. Unser Vaterland nimmt sogar in der Reihe der Thomasmetall erzeugenden Länder heute den ersten Rang ein (12), eine Stellung, die es neben der unermüdlichen Tatkraft seiner Eisenhüttenleute in erster Linie seinem ausgedehnten Besitz an ergiebigen phosphorhaltigen Erzlagern verdankt, deren Wert mit der Ausbreitung des Thomasmetalls bedeutend gestiegen ist.

Durch das Verfahren der Entphosphorung, das seit 1882 auch im Martin-Flammofen ausgeführt wird, ist es möglich geworden, ein sehr reines, zähes Flußmetall zu erzeugen, das große Gleichmäßigkeit und Zuverlässigkeit besitzt. Namentlich die nur sehr wenig Kohlenstoff haltenden weichen Sorten dieses Metalls zeigen überraschend hohe Elastizität und Dehnbarkeit (12 u. 19).

Das Schweiß- oder Puddelisen, das bis dahin im Bauwesen keinen ebenbürtigen Mitbewerber besaß, ist — wenigstens im mitteleuropäischen Eisenbau — durch das Flußeisen fast ganz verdrängt worden. Ähnliches hat sich abgespielt, als im Anfange des 19. Jahrhunderts das auf dem Herde erzeugte Eisen infolge der aufsteigenden Entwicklung des Puddelverfahrens verdrängt wurde. Heute gehört

³² Zeitschr. des Ver. Deutscher Ing. 1885. S. 227.

die Herdarbeit fast schon ganz der Geschichte an, denn sie wird nur noch in wenigen stillen, vom Weltverkehr abgeschnittenen Gebirgsgegenden geübt.

Der Besitz des Eisens gilt heute bei einem Volke als ein Zeichen seiner fortschreitenden Kultur, und der Verbrauch an Eisen auf den Kopf einer Bevölkerung ist heute ein sicherer Maßstab für die Beurteilung seines Kulturzustandes. Der *durchschnittliche Verbrauch von Roheisen* beträgt für jeden Einwohner der Erde jährlich etwa 50 kg. Der höchste Jahresverbrauch entfällt auf die Vereinigten Staaten von Nordamerika mit etwa 230 kg auf den Kopf. Dann kommt Großbritannien mit etwa 200 kg, das Deutsche Reich mit 160 kg, Frankreich mit 80 kg und Österreich-Ungarn mit 50 kg. In Rußland sinkt der Verbrauch unter den allgemeinen für die ganze Erde berechneten Durchschnitt von 50 kg. Diese Zahlen reden eine deutliche Sprache. Es spiegelt sich darin der Standpunkt verschiedener Kulturen, ebenso wie die erschütterte Stellung Englands, das sein Übergewicht in der Eisenindustrie zu verlieren beginnt.

II. Gußeisen, Schweißeisen und Flußeisen im Bauwesen.

1. Trotz der großen Erfolge, die nach den (unter 9) geschilderten Anfängen das Gußeisen auf dem Gebiete des Bauwesens und besonders auch im Brückenbau weiter erzielte, mußte es doch sehr bald, schon im zweiten Viertel des 19. Jahrhunderts, dem schmiedbaren Eisen weichen, nachdem die vereinten Erfindungen des Puddeln oder Flammofenfrischen und der Kaliberwalzen sich dauernd bewährt hatten, und nachdem neben dem Verkehre auf Landstraßen und auf von Pferden betriebenen Kohlenbahngleisen der Güter- und Personenverkehr der Lokomotiv-Eisenbahnen ins Leben getreten war. Damit war dem Gußeisen, namentlich seiner mangelnden Biegungsfestigkeit wegen, als Baustoff seine Grenze gesetzt und das Puddelleisen oder *Schweißeisen*, wie wir es heute nennen, begann seine aufsteigende Laufbahn. Holz und Stein blieben aber im Brückenbau noch Jahrzehnte lang starke Mitbewerber des Eisens, besonders auf dem europäischen Festlande. Hier gab es keinen andern Weg, als England nachzuahmen. Aber infolge von politischen, wirtschaftlichen und sozialen Hindernissen schlugen die englischen Neuerungen in der Eisenindustrie auf festländischem Boden nur träge und langsam Wurzel. Über Belgien und Frankreich kamen sie erst nach Deutschland. Viele deutsche Hütten blieben noch lange beim Holzkohlenbetrieb auf dem Herde und selbst dort, wo das Puddelverfahren schon vollständig Eingang gefunden hatte, waren technische Unvollkommenheiten und auch Schwierigkeiten beim Walzen der ersten Formeisen, als Winkel- und T-Eisen u. s. w. die Ursache, dass eine ausreichende Menge von Walzeisen nicht geliefert werden konnte. So sehen wir im Eisenbahnbau Mitteleuropas erst im 5. Jahrzehnt des vorigen Jahrhunderts die ersten eisernen Brücken entstehen, während solche in England schon etwa zwei Jahrzehnte früher in großer Zahl hergestellt wurden. Während z. B. von den 63 Brücken der Liverpool-Manchester-Eisenbahn (1825—1830) die meisten schon von Eisen waren, baute man auf den ältesten deutschen und österreichischen Eisenbahnlinien anfangs ausschließlich noch hölzerne und steinerne Brücken (zweiter Abschnitt).

In der geschilderten Übergangszeit, in der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts, entstanden natürlich widerstreitende Meinungen über den Wert oder Unwert von Gußeisen gegenüber dem Schweißeisen oder von Eisen gegenüber dem Stein und Holz. Das gab vielen Praktikern und Theoretikern Veranlassung, vergleichende Versuche über die Festigkeits-Eigenschaften der Baustoffe anzustellen, um dadurch verlässliche Unterlagen für die Beurteilung jener Streitfragen zu erhalten. Ueber die älteren Versuche dieser Art von BARLOW, TELFORD, RENNIE, PRONY, RONDELET, TREDGOLD, BEVAN, DULCAN, DUFOUR, LAGERHJELM u. a. berichtet BURG in den Jahrbüchern des K. K. polytechnischen Institutes in Wien (1814—1839). Daran reihen sich zugunsten des Hängebrückenbaues Versuche der Franzosen DUFOUR

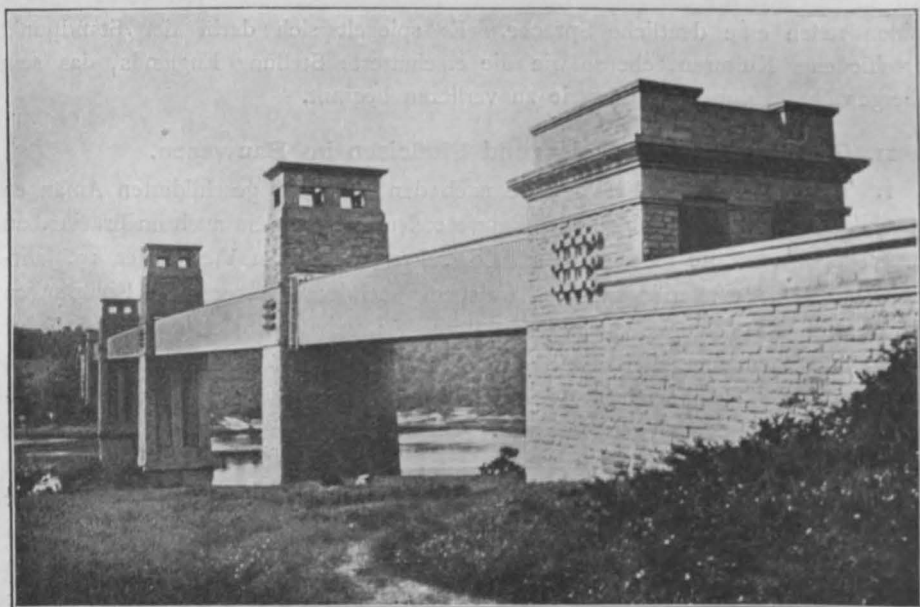


Fig. 95. Britanniabrücke über die Mennastraße zwischen Wales und der Insel Anglesea, 1840 bis 1846. Erste weitgespannte schweißeiserne Balkenbrücke. Mittelöffnung 140 m weit.

und SEGUIN (1821) mit Draht (vgl. § 9), denen 1834 die ersten *Dauerversuche* mit Draht durch VICAT und die ausgezeichneten Versuche des Engländers EATON HODGKINSON (1831) und des Deutschen BRIX (1837) folgten.

Den Abschluß der älteren Bestrebungen bilden die gemeinsamen Versuche des Ingenieurs STEPHENSON, des Fabrikanten FAIRBAIRN und des Theoretikers HODGKINSON (1840—1846) bei Gelegenheit der Erbauung der Britannia-Brücke, von denen (unter § 10) ausführlich die Rede sein wird. Diese geschichtlich berühmte Brücke wurde 1846 dem Betriebe übergeben. Sie liegt in der Eisenbahnlinie, die Wales mit der Insel Anglesea verbindet und überspannt die Menai-Straße (Fig. 95).

Die Endergebnisse aller dieser Versuche führten im allgemeinen zu einer Erkenntnis des Verhaltens der Baustoffe unter verschiedenartigen Belastungen, wobei

die große Überlegenheit des Schweißeisens gegenüber dem Gußeisen in die Augen springend dargetan wurde. Im besonderen lieferten sie ziffermäßige Werte für die *Zug-, Druck- und Biegezugfestigkeit*, sowie auch für das *Dehnungsmaß (Elastizitätsmodul)* und die *Elastizitätsgrenze* der Baustoffe (St. I. 1), so daß danach die Grundlage für eine sichere Berechnung der Stabquerschnitte nach bekannten Theorien gegeben war.

2. Wie die Versuche voraussehen ließen, bewies sich denn auch das Schweiß-eisen wegen seiner großen Zähigkeit und seines ziemlich gleichmäßigen Widerstandes gegen Zug und Druck als zuverlässigster Baustoff für die wichtigsten Bauten der Eisenbahnen wie Oberbau und Brücken, in denen neben den Stößen der Verkehrslasten meist auch ein Spannungswechsel (St. I. 6) auftritt. Somit war etwa um die Mitte des 19. Jahrhunderts die Herrschaft des Schweiß-eisens auf dem Gebiete des Bauwesens entschieden. Die ruhelose Wechselwirkung zwischen Eisen und Eisenbahnen drängte aber unaufhörlich auf weitere Erleichterungen in der Massenerzeugung und auf *Erhöhung der Widerstandsfähigkeit des Erzeugnisses*. Das veranlaßte anfangs auf manchen Gebieten die Einführung des *Stahles* an Stelle des Eisens, namentlich des *Puddelstahles*, weil der *Herdstahl* keine Massenerzeugung erlaubte und weil der kostspielige *Tiegelstahl* (wie bereits erwähnt) zwar das geborene Metall für Geschützrohre und andere massige Stücke war, für gegliederte Tragwerke aber seiner Sprödigkeit wegen nicht wohl verwendet werden konnte. So kam allein der (seit 1835) im Flammofen erzeugte Puddelstahl stark in Gebrauch, besonders für massige Teile als Schienen, Radreifen u. dergl. Ein Puddelstahlwalzwerk der KRUPPwerke stellt Fig. 92 dar.

Im Brückenbau haben Herd- und Puddelstahl nur vereinzelt Verwendung gefunden. Bekannt sind nur zwei Beispiele: *Die erstmalige Anwendung von Stahl im Brückenbau überhaupt* durch v. MITIS bei der Erbauung des Karl-Kettensteges über den Donaukanal in Wien (II. § 8), dessen Ketten aus Herdstahl gefertigt waren (1828), und die von ADELSKÖLD entworfene, 1866 vollendete Göta-Elf-Brücke bei Trollhättan mit 42 m Stützweite, deren Fischbauchträger aus Puddelstahl hergestellt worden sind.

Wie vorher schon ausführlicher geschildert wurde, blieben die Bestrebungen der Hüttenmänner dauernd dahin gerichtet, einen im *flüssigen Zustande* erzeugten Stahl, — den *Flußstahl* — in *Masse* und ohne Hilfe der Tiegel oder des Herdes zu erhalten. Dieses Ziel erreichte zuerst HENRY BESSEMER (1855). Dessen Erfindung war kaum über die ersten Erfolge hinaus (1865), als (wie unter 9 beschrieben) auf dem französischen Werke von MARTIN in Sireuil unter Anwendung der Gasfeuerung von FRIEDRICH SIEMENS, die Darstellung des Flußstahls im Flammofen gelang. Damit waren die Grundlagen der heutigen Flußmetallerzeugung geschaffen, die Darstellung des Flußmetalls in der mit *saurem* feuerfesten Futter ausgekleideten *Birne* und in dem ebenso ausgefütterten *Flammofen*.

Diese beiden neuen Erzeugungsarten haben das gesamte Eisenhüttenwesen der Welt von Grund aus umgestaltet, weshalb auch die althergebrachten Bezeichnungen von Eisen und Stahl neuen Benennungen haben weichen müssen, wie sie von einem internationalen Ausschusse bedeutender Metallurgen bei Gelegenheit

der Weltausstellung in Philadelphia (1876) vereinbart worden sind. Danach nennt sich heute das im *teigigen* Zustande erhaltene schmiedbare Eisen, je nach seiner Härte *Schweißisen* oder *Schweißstahl*, das im flüssigen Zustande erzeugte ebenmäßig dagegen *Flußisen* oder *Flußstahl*.

Die Einführung des Flußmetalls als Baustoff beginnt (1860—1861) mit der erstmaligen Verwendung des *Bessemerstahles* zum Bau der Handelsschiffe in England. Darauf folgte die erstmalige Verwendung des Bessemerstahles für Kessel der Kriegsschiffe und Eisenbahnlokomotiven in Frankreich und Amerika (1861—1864). Fast zu gleicher Zeit fing man an, das neue Metall im *Brückenbau* zu verwenden. Es geschah dies wohl zuerst im Jahre 1862 bei drei holländischen Wegebrücken in den Gemeinden Bunde, Elsloo und Bergen op Zoom. Es waren Fachwerkbrücken von 30—37 m Stützweite. Bald darauf folgte die Verwendung des Bessemerstahles zu Brückenteilen der holländischen Staatsbahnen zuerst 1863 bis 1864 bei der Ysselbrücke der Linie Arnheim-Leuwarden³³.

Bis zum 9. Jahrzehnt des vorigen Jahrhunderts ist das Bessemermetall im Brückenbau nur in wenigen Fällen verwendet worden. Der verwendete Stahl war zu hart und ungleichmäßig und deshalb seine technologische Behandlung, in der man überhaupt damals nur geringe Erfahrung besaß, eine schwierige. In Europa verursachten namentlich die schlechten Erfolge mit dem Bessemermetall bei den großen Brücken der holländischen Staatsbahnen in weiteren technischen Kreisen ein starkes Mißtrauen gegen das Flußmetall überhaupt. Darunter hatte anfangs auch das *Martinmetall* zu leiden, das zuerst beim Schiffsbau eingeführt worden ist und zwar bei der französischen Marine, die im Jahre 1874 das erste Kriegsschiff mit einem Rumpfe aus Martinstahl erbauen ließ. Im Brückenbau hat man aber noch im 8. Jahrzehnt mit dem Martinmetall so gut wie gar keine Versuche zu machen gewagt. Soweit bekannt erfolgte die erste Verwendung des Martinmetalles im Brückenbau 1880 durch den damaligen Stadtbaurat FRÜHLING in Königsberg, jetzt Professor an der Technischen Hochschule in Dresden. Darauf folgte 1883—1890 der Bau der Forthbrücke (Fig. 1), deren Überbauten ganz aus Martinmetall hergestellt sind.

Den wirksamsten Anstoß zur weiteren erfolgreichen Verwendung des Flußmetalls gab die weltbekannte bereits geschilderte Erfindung der Entphosphorung in der Bessemerbirne durch THOMAS (1878), die zu Anfang des 9. Jahrzehnts (1882) auch auf den Martinofen übertragen wurde. Dabei wurden Birnen und Flammofen mit *basischem* Futter ausgekleidet.

Das Flußmetall schied sich fortan in zwei grundverschiedene Gattungen: Das nach dem alten Bessemer- oder Martinverfahren erzeugte *saure* und das auf dem Wege der Entphosphorung in der Birne oder dem Flammofen dargestellte *basische* Metall. Das basische Metall umfaßt namentlich die *weicheren* Sorten, während das saure Metall in der Regel härter verwendet wird. Zweifellos hat das basische Metall gegenüber dem sauren im allgemeinen den Vorzug der größeren Reinheit,

³³ MARTIN BUYS et KOCK, Notice sur les grands ponts fixes pour chemins de fer dans les Pays-Bas. Avant-Propos de MICHAELIS, Directeur pour les chemins de fer 1885.

Gleichartigkeit und Zähigkeit, dies sind Eigenschaften, die es für das Gebiet des Brückenbaues außerordentlich wertvoll gemacht haben.

12. Das basische Flußmetall und seine heutige Bedeutung.

1. So ist man denn bei den vorerwähnten Bestrebungen, Stahl im flüssigen Zustande zu erzeugen, im Laufe der Entwicklung der Erfindungen von BESSEMER, MARTIN und THOMAS, ohne es anfänglich eigentlich zu wollen, allmählich auf ein

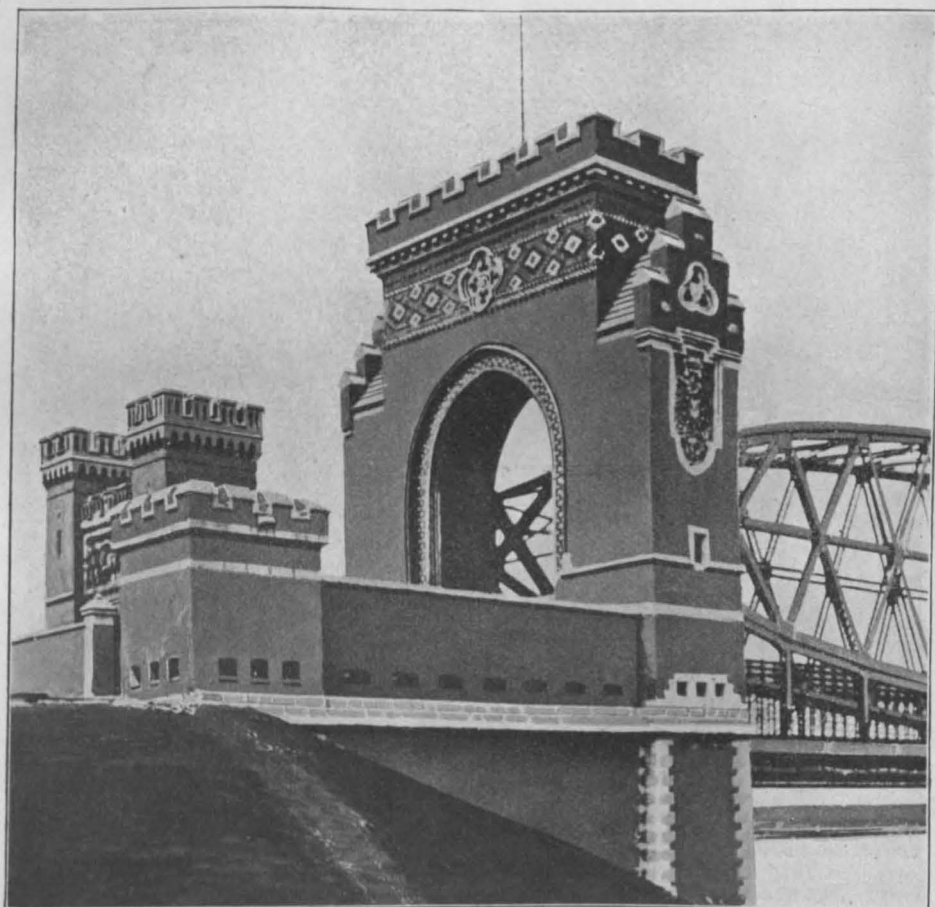


Fig. 96. Neue Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Dirschau, 1889—1891.

Erzeugnis gekommen, das zwar *stahlartige Eigentümlichkeiten* zeigt, in seinen sonstigen Eigenschaften aber dem zähen Schweißisen gleicht. Bekanntlich wird das neue Erzeugnis im Eisenhüttenwesen des Auslandes »Stahl« genannt. In Deutschland nennt man es »Flußisen«, was dem »*acier doux*« der Franzosen und dem »*low steel*« oder »*mild steel*« der Engländer oder Amerikaner entspricht. In der Wissenschaft aber heißt das neue Metall im Auslande »*fer fondu*« und »*ingot iron*«.

In einem Vortrage auf der Weltausstellung in Chicago habe ich zwei Listen der

bemerkenswerten älteren flußeisernen Brückenüberbauten des In- und Auslandes gegeben. Danach ist das basische Flußmetall zuerst (1885) für eine Eisenbahn-Gelenkbrücke der Deli-Spoorweg-Gesellschaft in Sumatra, von der Gesellschaft HARKORT verwendet worden. Es folgten 1886—1887 einige Brücken in Österreich und Frankreich.

Anfangs hat man auf dem Gebiete des Bauwesens das Martinmetall dem Thomasmetall vorgezogen, was erklärlich ist, denn das Martinverfahren stammt aus

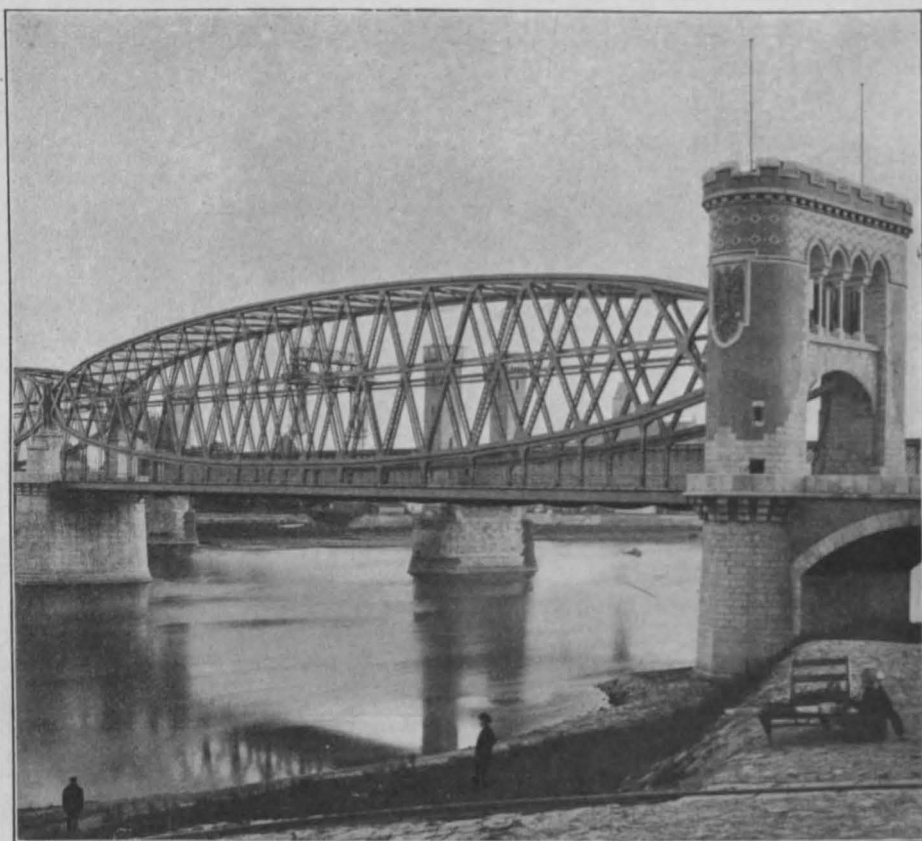


Fig. 97. Neue Eisenbahnbrücke über die Nogat bei Marienburg, 1889—1891.
Die alte Nogatbrücke im Hintergrunde.

dem Jahre 1865 und ist daher 13 Jahre älter als die Erfindung der Entphosphorung in der Bessemerbirne. Das saure Martinmetall konnte daher ein weites Baugebiet erobern, ehe das mit anfänglichen Widrigkeiten kämpfende Thomasverfahren sich Anerkennung verschafft hatte. So ist es gekommen, daß man noch vor etwa 20 Jahren das Thomasmetall als dem Martinmetall nicht ebenbürtig erachtete. Wenn darin in *Deutschland* heute eine Wendung zugunsten des Thomasmetalls eingetreten ist, so ist dies zum großen Teil dem Einfluße der umfassenden vergleichenden Versuche zu verdanken, die bei Gelegenheit der

Erbauung der großen Weichselbrücken bei Dirschau, Marienburg (Fig. 96 u. 97) und Fordon unter meiner Leitung (1889—1893) angestellt worden sind. Das Nähere darüber ist unter 18 zu vergleichen. An dieser Stelle ist nur auf die allgemeine Bedeutung jener Versuche hinzuweisen.

Im Anfang des Jahres 1888 mußte ich die Frage, ob es nach damaliger Lage der Verhältnisse geraten sei, die Überbauten der neuen Weichsel- und Nogatbrücken aus Flußeisen herzustellen, *verneinen*. Es stand zwar damals schon Flußmetall in ausreichender Güte zu Gebote, es konnte aber mit Sicherheit nicht darauf gerechnet werden, die notwendige umfassende technische Prüfung für die erforderlichen bedeutenden Eisenmassen — von rund 8500 t — in der für die Herstellung der Brücken vorgeschriebenen Frist zu bewerkstelligen. Die Prüfung hätte aber umsomehr eine eingehende und strenge sein müssen, als damals die Verwendung des Flußeisens für die genannte Brücke der *erste* bedeutende Versuch solcher Art auf dem europäischen Festlande gewesen wäre. Damals hielt ich auch noch das Thomasmetall, hinsichtlich seiner Zuverlässigkeit und Gleichartigkeit für minderwertiger als das Martineisen, änderte aber diese Ansicht sehr bald. Dahin führten mich die Ergebnisse der während des Baues jener großen Brücken in den Jahren 1889—1891 angestellten *vergleichenden Versuche mit Schweiß-eisen, Martineisen und Thomaseisen*. Sie haben erstens die große Überlegenheit des Flußeisens bei seiner Anwendung im Brückenbau, gegenüber dem bis dahin gebräuchlichen Schweiß-eisen, klar erkennen lassen. Dann aber zeigten sie mit überraschender Deutlichkeit auch die Ebenbürtigkeit von Martin- und Thomasflußeisen bei ihrer Verwendung zu gleichem Zwecke. So wurde denn danach beschlossen, die Überbauten der Fordoner Weichselbrücke ganz aus *basischem* Flußmetall herzustellen und dabei sowohl das Martin- als auch das Thomasmetall zu verwenden. Auf solche Art wurde es möglich, auf Grund der Wahrnehmungen der Abnahmebeamten in den Hütten und Werkstätten nochmals Vergleiche zwischen den beiden miteinander wetteifernden Eisengattungen anzustellen. Über die Einzelheiten der Ergebnisse der Gesamtversuche, wobei eine Eisenmasse von über 15000 t nach allen Richtungen hin untersucht worden ist, sind die Zahlenangaben unter 18 zu vergleichen.

2. Viele Anfragen von einheimischen und ausländischen Bauverwaltungen bei der Königlichen Eisenbahndirektion in Bromberg und bei mir haben damals erkennen lassen, wie sehr die erfolgreiche Verwendung des basischen Flußeisens bei den genannten Weichselbrücken den Anstoß zu seiner allgemeinen Verbreitung, namentlich im Brückenbau, gegeben hat. Das bestätigte KROHN (1898) in einem Düsseldorfer Vorfrage in der Gesellschaft deutscher Naturforscher und Ärzte mit folgenden Worten: »Durch diese Brückenbauten und die hierbei angestellten ausgedehnten Versuche war die Einführung des Flußeisens in den deutschen Brückenbau gesichert und heute, nachdem kaum mehr als fünf Jahre seit dieser ersten Einführung verstrichen sind, hat das Flußeisen auf dem ganzen Gebiete der Eisenkonstruktionen das ältere Schweiß-eisen, nachdem dieses länger als ein halbes Jahrhundert die Alleinherrschaft im Brückenbau ausgeübt hatte, siegreich zurückgedrängt.«

In *Österreich-Ungarn* hat sich die Flußmetall-Darstellung wesentlich anders entwickelt als in Deutschland. Während nämlich der Schwerpunkt der deutschen Erzeugung in der Thomasmetalldarstellung beruht, wird in Österreich das Martinmetall bevorzugt. Dabei sind die in Österreich erzeugten Massen an Thomasflußeisen fast verschwindend gegen die von Deutschland auf den Markt gebrachten, was aus der folgenden Tabelle zu entnehmen ist. Man darf also bei der allgemeinen Beurteilung der Flußeisenfrage nicht ohne weiteres in beiden Staaten gleiche Verhältnisse voraussetzen. Was für Deutschland notwendig und zweckmäßig erschienen ist, braucht dies für Österreich nicht auch zu sein. Wenn namentlich also die österreichischen *Bestimmungen für die Lieferung und Aufstellung eiserner Brücken vom Jahre 1892* das Thomasmetall ausschließen, während die deutschen *Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen des Brücken- und Hochbaues* das Thomas- und das Martinflußmetall als gleichwertig ansehen, so liegt das wesentlich in den erwähnten verschiedenen Erzeugungsverhältnissen und deren Ursachen. Es kommt nun noch hinzu, daß in Deutschland die großartige Massenerzeugung von Thomasmetall geradezu dahin gedrängt hat, die Darstellungsarten dieses ausgezeichneten Baustoffes dauernd zu vervollkommen. In Österreich ist das nicht im selben Maße und im gleichen Tempo gelungen.

Dort wurde zwar das Thomasverfahren schon 1879 eingeführt, und die basische Martindarstellung folgte erst 1886, aber schon vom Jahre 1890 ab stand das Martinmetall, was die erzeugte Menge anlangt, herrschend im Vordergrund des Hüttenwesens. Um diese Zeit kamen dort bereits drei Viertel der ganzen Martin-Erzeugung aus dem *basischen* Ofen.

Heute beträgt die *Gesamterzeugung der Welt an Flußmetall* rund etwa 50 Millionen Tonnen, wovon etwa 27 Millionen *basisches* und 23 Millionen *sauerer* Metall sind. Von den 27 Millionen des basischen Metalls erzeugen:

Tabelle 1. Gesamterzeugung der Welt.

Basisches Flußeisen	In Millionen Tonnen		
	Thomas	Martin	Zusammen
1. Deutschland (einschl. Luxemburg) . .	7,0	4,0	11,0
2. Vereinigte Staaten von Nordamerika .	—	10,0	10,0
3. Frankreich	—	—	1,5
4. Österreich-Ungarn	—	—	1,5
5. Großbritannien.	1,0	0,8	1,8
6. Die übrigen Länder	—	—	1,2
	—	—	27,0

Man sieht aus dem Vergleich der Zahlen, *in welcher außerordentlich hervorragender Weise Deutschland an der Erzeugung basischen Flußmetalls beteiligt ist*. Es erzeugt zur Zeit noch mehr als die Vereinigten Staaten, obwohl diese seit einigen Jahren das basische Martinverfahren außerordentlich bevorzugt haben. Die übrigen Staaten fallen dagegen wenig ins Gewicht. Der Schwerpunkt der englischen

Erzeugung liegt immer noch im sauren Flußmetall, wovon England heute rund nicht mehr als etwa 5 Millionen, Amerika dagegen etwa 14 Millionen Tonnen liefert.

Wenn man die Entwicklung der Eisenbaustoffe im verflossenen Jahrhundert nochmals im ganzen überblickt, so erkennt man, wie sie um so rascher verläuft und um so tiefer wirkt, je mehr das Jahrhundert zu Ende geht. Unsere Zeit ist schnelllebig geworden und mehr noch als zu Lebzeiten des Dichters gilt heute sein Wort: »Das Alte stürzt, es ändert sich die Zeit«. Durch die eisernen Bahnen, auf denen das Dampfroß einherzieht und der elektrische Funke nach allen Enden der Welt seine Botschaften sendet, wurden Schweißisen und Schweißstahl gehoben, bis sie schließlich halben Weges den Schwingen des geflügelten Rades nicht mehr zu folgen vermochten. Sie sanken herab von ihrer Höhe, um den kräftigeren und zäheren Genossen, dem Flußstahl und dem Flußeisen, Platz zu machen. Ungezählte Jahrtausende herrschte das unmittelbar aus den Erzen bereitete Eisen, nur 400 Jahre währte dagegen die Herrschaft des auf dem Herde erzeugten Eisens. Wie klein erscheinen dagegen 8 Jahrzehnte der Übermacht des Schweißeisens und wer weiß, wie lange das Flußmetall in seiner jetzigen Beschaffenheit oben bleiben wird? *Aluminium* und *Nickel* als Zusätze haben bereits eine Bedeutung gewonnen (§ 11) und das 20. Jahrhundert verbirgt, wenn nicht Alles trügt, weitere Überraschungen in seinem Schoße.

13. Roh- und Fertigformen der Grundbestandteile des Überbaues.

1. Die Grundbestandteile eines festen Überbaues zerfallen in die beiden Gruppen: *Verbandstücke* und *Verbandmittel*. Die Verbandstücke zeigen im Haupttragwerk und in der Fahrbahn (1) vorherrschend die Grundformen des Stabes und der Platte (St. I. 1). Nur in der *Fahrbahntafel*, wie auch in den Stützen oder Lagern, kommen einzelne abweichende Formen vor. Durch die Verbandmittel, das sind *Niete*, *Schrauben* und *Bolzen*, sind die Verbandstücke derart mit einander zu verbinden, daß jeder Stab- oder Trägerquerschnitt (aus wieviel Einzelquerschnitten er auch zusammengesetzt ist) sowohl in seiner Gesamtfläche, als auch in jeder ihrer Einzelflächen, die auftretenden Spannungen mit der nötigen Sicherheit übertragen kann.

Die Herstellung der *Rohformen*, aus denen die *Fertigformen* der Grundbestandteile hervorgehen, erfolgt auf der Hütte durch mechanische Formgebungsarbeiten, wie *Gießen*, *Walzen*, *Schmieden* und *Pressen*. Ihre Fertigform erhalten die Grundbestandteile erst in den *Werkstätten* und *Fabriken*, die mit der Lieferung und Herstellung des Überbaues zu tun haben. Manche Stücke erfahren aber schon auf der Hütte eine mehrmalige Formgebung, z. B. durch Gießen und nachheriges Walzen, oder durch Walzen und nachheriges Pressen. Auch in diesen Fällen wird die Fertigform des Stückes immer erst in der Werkstatt vollendet. Diese Verhältnisse werden noch ausführlicher darzulegen sein.

2. In der Regel ist heute der Stoff, aus welchem alle Grundbestandteile des Überbaues gebildet werden, *Flußmetall*, entweder weicher oder härterer Sorte, je nachdem das betreffende Stück durch *Walzen* oder durch *Gießen* erzeugt wird. Schweißisen ist im mitteleuropäischen Brückenbau so gut wie ausgeschlossen. Die Gründe dafür sind bereits (unter 11) angegeben worden. Ausnahmsweise wird

es im Auslande noch verwendet in Gegenden, wo die Schweißisenhütten aus besonderem Grunde den Wettbewerb des Flußeisens aushalten. Schweißisen kann übrigens auch nicht, wie Flußeisen, in Formen gegossen werden. Das erlaubt sein *teigiger* Zustand nicht, in welchem es bei seiner Darstellung den Flammofen verläßt. Dagegen kann Flußmetall unmittelbar aus dem Flammofen oder den Tiegeln in *Masse*-formen ausgegossen werden (Fig. 105 u. 106) und es bleibt darin lange genug *flüssig*, um die Form vollkommen auszufüllen. Der Flußmetall-Formguß (Masseguß, Stahlformguß) wird heute mit so ausgezeichneten Festigkeitseigenschaften geliefert (18—19) und fällt dabei so dicht und gleichartig aus, daß er — trotz seiner höheren Kosten — im Brückenbau das *Gußeisen* stark verdrängt hat. Die beste Ware liefern Tiegel und Flammofen.

Gußwaren — seien sie nun aus Roheisen oder aus Flußmetall hergestellt — verwendet man heute in der Regel nur in den Stützen, Lagern oder zu den Maschinenteilen der beweglichen Überbauten. Im Haupttragwerk und den Fahrbauteilen herrscht das *Walzeisen* (Walzgut) vor, in der Form von Platten und

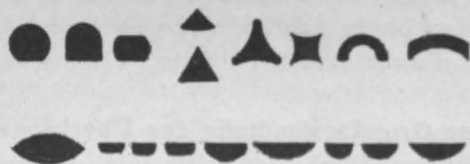


Fig. 98. Stabeisen verschiedenen Querschnittes.

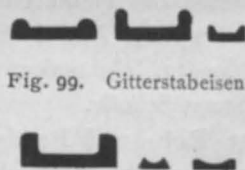


Fig. 99. Gitterstabeisen.



Fig. 101. Zierleisteneisen.

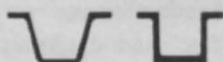


Fig. 102. Rinneneisen.



Fig. 103. Außergewöhnliche Winkeleisen.

Stäben. Die auf der Hütte durch Walzen hergestellten Rohformen dieser Art sind in erster Linie *ebene Bleche* und *Formeisen* (Profileisen). Dazu kommen noch die durch Pressen aus ebenen Blechen hergestellten Formen, von denen weiterhin (unter 14) die Rede sein wird. An dieser Stelle soll nur auf die *Formeisen* mit kleinern und einfachen geometrischen Querschnitten hingewiesen werden, die im Handel unter der besondern Bezeichnung »Stabeisen« geführt werden. Das sind Rund-, Vierkant-, Dreikant-Eisen und andere Formen, wie sie die Fig. 98—101 veranschaulichen und wozu auch der *Draht* gehört. Außerdem gibt es in den Hüttenwerken noch mancherlei andere Formen, von denen einzelne im Bauwesen gebräuchliche Sorten in den Fig. 102—103 dargestellt sind. Über die sog. deutschen Normalprofile vgl. unter 15.

3. Um die Verbandstücke in ihre Fertigform zu bringen, bedarf es in der Werkstatt noch verschiedener mechanischer Arbeiten. Dabei handelt es sich zuerst im wesentlichen um die genaue Herstellung der geometrischen Form des betreffenden Stückes, so wie es die Werkzeichnungen vorschreiben: Die aus der

Hütte kommenden, zum Teil schon roh beschnittenen Blechtafeln oder roh abgelängten Formeisen müssen *gerichtet* und ihre Rohkanten sauber *gefraist* oder *gehobelt* werden. Schließlich sind in allen Stücken die Löcher für das Durchstecken der Verbandmittel herzustellen, was in Deutschland in der Regel durch Bohren geschieht. Im Auslande werden die Löcher häufig auf der Lochmaschine durchgetrieben, eine Herstellungsart, die zweifellos minderwertiger ist als das Bohren. Ausführliche Darlegungen über die genannten wichtigen Werkstattsarbeiten folgen im dritten Bande im Abschnitte »Herstellung der Brücken«.

Das herrschende Verbandmittel des europäischen Brückenbaues sind *Niete*. *Schrauben* mit *Muttern* und *Kopfschrauben* sollten nur dann verwendet werden, wenn es nicht möglich ist, die betreffenden Verbandstücke zu nieten oder wenn es notwendig wird, sie aus besondern Gründen öfters los zu nehmen und bald darauf wieder zu befestigen. *Gußeisenstücke* werden in der Regel durch Verschrauben miteinander verbunden, weil Gefahr vorliegt, daß sie ihrer Sprödigkeit wegen bei der Herstellung der Nietung Risse erhalten oder zerstört werden. Flußmetallguß kann jedoch, ohne Ähnliches befürchten zu müssen, ein Vernieten vertragen. Jedoch sind auch hierbei Schraubenverbindungen vorzuziehen, wenn die *Stärke der Verbandstücke* zu groß ausfällt, um noch auf eine sichere Verbindung durch Nietung rechnen zu können.

Gelenkbolzen kommen im europäischen Brückenbau nur in den Stützen und Lagern des Überbaues vor (St. I. 9) oder in *Scheibengelenken* (St. I. 31) zusammengesetzter Träger, sonst in der Regel nicht. Auch in der Fahrbahn verwendet man sie nur ausnahmsweise, wenn diese, mit dem Haupttragwerke nicht durchweg vernietet, sondern ganz oder zum Teil beweglich verbunden ist (44—46). Dagegen werden im amerikanischen Brückenbau die *Knotenverbindungen* der *gegliederten Hauptträger* in der Regel durch Gelenkbolzen hergestellt (St. III. 56). Danach unterscheidet man in Amerika *riveted work* (Nietverbindung) und *pin-connected-work* (Bolzenverbindung). Wenn europäische Brückenanstalten die Lieferung von Eisenbrücken ins Ausland übernehmen, so rüsten sie deren Hauptträger meistens auch mit Gelenkbolzen-Knoten aus (zweiter Abschnitt, § 11).

Über die *Herstellung der Gelenkbolzen* in Hütte und Werkstatt ist im dritten Bande nachzulesen.

14. Bleche, Formeisen und Preßstücke, sowie ihre Herstellung im allgemeinen.

1. Bleche und Formeisen werden auf der Hütte durch *Walzen* hergestellt und der größte Teil der Grundbestandteile des Überbaues wird aus ihnen gebildet. Es wird daher nicht ohne Interesse sein, zunächst einen Blick auf die geschichtliche Entwicklung der *Walzeisenformen* zu werfen.

Zum ersten Male bediente man sich der Walzen in Lothringen. Das war im Anfange des 19. Jahrhunderts. Und zwar benutzte man damals nur Walzen mit *glatter* Zylinderoberfläche (Fig. 104), zum Breiten und Glätten bereits unter dem Hammer vorgeschmiedeter dünner Flacheisenstäbe, später auch zum Auswalzen schmaler Bleche. Die Herstellung des stärkeren, sog. *Stabeisens* geschah damals noch ausschließlich unter dem Hammer. Erst als in England das Puddelverfahren

Eingang fand (10) und die Masse der aus dem Puddelofen kommenden geschweißten Eisenteile — die *Luppen* — unter den Hämmern nicht mehr rasch genug in Stabform gebracht werden konnten, verwendete man dafür dort zum ersten Male Walzen, die auf der Zylinderoberfläche mit *Furchungen* (Kalibern) versehen waren (Fig. 109).

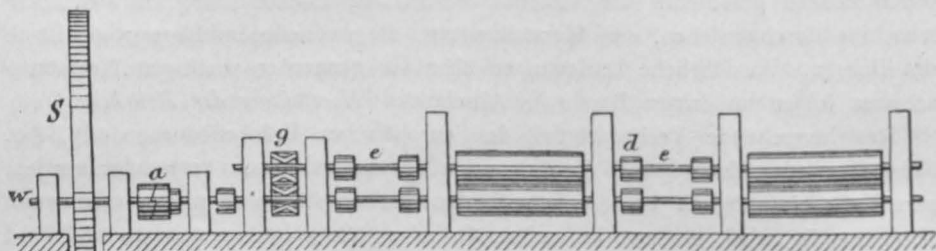


Fig. 104. Eine Walzenstraße. *a* Ausrückkuppelung. *d* Kuppelung. *e* Welle. *g* Getriebe. *w* Betriebswelle. *S* Schwungrad.

Auf dem Festlande konnten aber die englischen Neuerungen nur langsam Wurzel fassen. Denn die Einzelheiten des Puddelverfahrens und die damit in Verbindung stehende Stabeisen-Herstellung in Kaliberwalzen wurden von England streng geheim gehalten. Das freie England setzte sogar damals *Todesstrafe* auf die Ausfuhr seiner Erzeugnisse und Arbeiter. Das erste Puddelwerk des Festlandes entstand 1818 bei *Creuzot* in Frankreich. 1823 folgte die erste belgische Anlage in *Couillet* und 1824 wurde in *Rasselstein*, an Stelle der dort bis dahin betriebenen Frischhammer- und Blechwalzwerke, der erste deutsche Puddelofen erbaut.

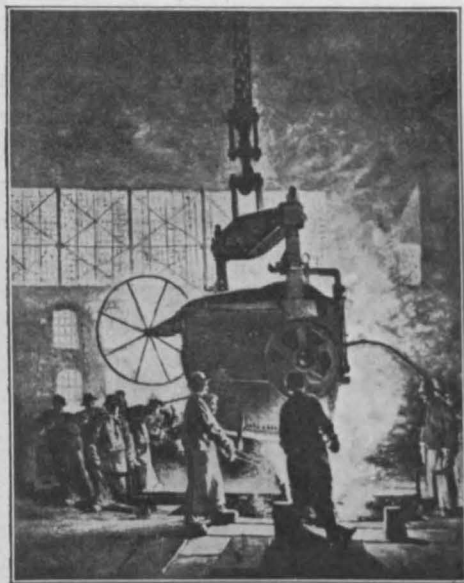


Fig. 105. Gießen im Martinstahlwerk der Firma Krupp-Essen.

In Rasselstein begann man 1825 mit dem Stabeisenwalzen, 1831 walzte man dort *das erste deutsche Winkelisen* und 1835 *die erste deutsche Eisenbahnschiene* (für die Linie Nürnberg-Fürth).

Heute werden die *ebenen Bleche*, wenn sie aus Flußeisen hergestellt sind, aus den sog. *Blöcken* (ingots) gewalzt. Beim Schweißisenblech tritt an Stelle des Blockes das *Paket*, d. i. ein prismatisches Bündel, das aus Flacheisen-

Rohschienen gebildet und — ehe es ins Blechwalzwerk kommt — im Rohschienen-Walzwerk zu einer sog. *Luppe* geschweißt wird. Weil, wie gesagt, Schweißisen in der Regel von seiner Verwendung im heutigen Brückenbau ausgeschlossen ist, so wird nachfolgend nur noch von Flußeisenware die Rede sein.

Aus dem *Flammofen* oder der *Birne* wird deren flüssiger Eiseninhalt — der *Satz* (die Charge) — in eine mit feuerfester Masse ausgekleidete, bis zur Rotglut erhitzte, eiserne *Gießpfanne* abgelassen (Fig. 105—106) und aus der Pfanne wird das flüssige Metall in die eiserne *Form* (Coquille) gegossen. Darauf gelangen die Blöcke in Wärmefen oder in sog. Ausgleichgruben (Fig. 107), worin sie derart nachgehitzt werden, daß sie unter die Walzen kommen können, deren Zylindermantel — der *Ballen* — *glatt* ist (Fig. 108). Bei der Herstellung von Formeisen ist der Ballen gefurcht — mit *Furchungen* (*Kalibern*) versehen (Fig. 109).

2. In Deutschland unterscheidet

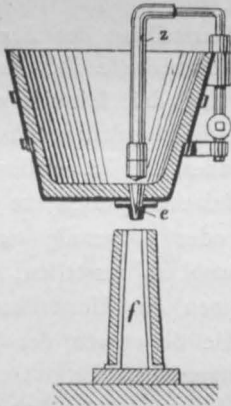
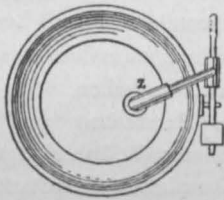


Fig. 106. Gießpfanne.

z Hebelwerk.
e Bodenöffnung.
f eiserne Form.

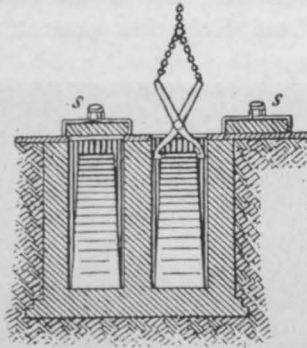


Fig. 107. Ausgleichgruben.

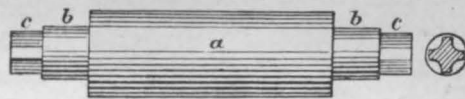


Fig. 108. Walze. a Ballen oder Walzenbund.
b Zapfen. c Kuppelzapfen.

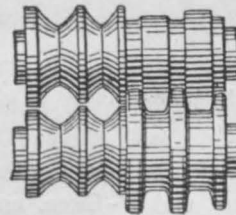


Fig. 109. Furchen- oder Kaliberwalzen.

man drei verschiedene Blechsorten. Die *dünnsten* Bleche heißen *Schwarzbleche*, die *stärksten* sind *Panzerplatten* (Fig. 110). Bleche mittlerer Stärke kommen unter dem Namen *Kesselbleche* in den Handel. Bei diesen werden wieder zwei Sorten unterschieden: *Feinbleche* (unter 5 mm Stärke) und *Grobbleche* (über 5 mm Stärke). Die *Baubleche* (Konstruktions- und Brückenbleche) sind Grobbleche in Stärken von etwa 7 bis 28 mm.

Beim Walzen wird der Block sowohl in der Walzrichtung als auch quer dazu gelängt. Man nennt diese Längenänderung in der Walzrichtung die *Streckung*, quer dazu die *Breitung*. Wohl zu beachten ist, daß von dem Verhältnis der

Streckung und Breitung die entsprechenden Zugfestigkeiten abhängig sind. Um also nach jeder Richtung — lang oder quer — möglichst gleiche Festigkeit des Bleches zu erlangen, muß dieses abwechselnd nach beiden Richtungen durch die Walzen gehen.

Universaleisen sind schmale Bleche oder breite Flacheisen mit sauber ausgebildeten Kanten. Um solche Bleche mit glatten Walzenbunden herstellen zu können, erfand der Oberingenieur R. DAELEN (1848) das erste sog. *Universalwalzwerk* (Fig. 111). Es vereinigt zwei Walzenpaare (*aa* und *bb*), das eine mit wagerecht liegenden, das andere Paar mit lotrecht stehenden Achsen, kurzweg *Liegewalzen* und *Stehwalzen* genannt. Die beiden Paare bilden das Rechteck-

kaliber. Ihre Drehung erfolgt von den in den Querbalken *qq* gelagerten Stehwalzen aus mit Hilfe der Kegelräder *kk*.

Die *Universaleisen* sind heute bis zu etwa 700 mm, ausnahmsweise sogar bis 1 m Breite zu haben. Sie eignen sich für die Herstellung von Blechwänden kleinerer Vollwandträger und auch für Gurtplatten, Flachstäbe der Wand u. dgl. m.



Fig. 110. Panzerplattenwalzwerk der Firma Krupp-Essen.

3. Die Herstellung der *Formeisen* (Profileisen) entwickelte sich in dem Maße, wie bei der Ausbreitung der Eisenbahnen die Eisenbauten des Ober- und Unterbaues die Verwendung besonderer Walzeisenquerschnitte wünschenswert oder notwendig machten. So ist es wohl zu verstehen, warum im allgemeinen die Herstellung der *Schienenprofile* derjenigen der *Formeisen* vorausgegangen ist. Genauere Nachrichten fehlen noch darüber, welche

von den heute gebrauchten Profilen zuerst gewalzt worden sind. Die ältern Formen, L-Eisen und T-Eisen, und die neuere Form des Z-Eisen stammen aus England. I-Eisen, U-Eisen und Belageisen (Zorëisen) sind französischen Ursprunges. Dagegen kamen das Segmenteisen (Quadrant-, Quintant-, Sextanteisen usw.) aus Amerika³⁴.

In Deutschland walzten das *Rasselsteiner* und das *Warsteiner* Werk (1831 bis 1839) die ersten L- und T-Eisen, die Gesellschaft *Phönix* (1857) das I-Eisen. Die Burbacher Hütte walzte (1862) die ersten Z-Eisen. Diese wurden von der Kölnischen Maschinen-Aktien-Gesellschaft in Bayenthal für die Gurte von Eisenbrücken der Ruhr-Sieg-Bahn verwendet. Die Einführung der so wichtigen I-Form verdanken wir dem Ingenieur ZORÈS³⁵ in Paris, der in den vierziger Jahren des

³⁴ MÄURER, Die Formen der Walzkunst. 1865.

³⁵ ZORÈS, Récueil de fers spéciaux etc. 1853.

19. Jahrhunderts auf die Idee kam, das T-Eisen noch durch eine Rippe oder *Flansch* zu verstärken. Das erste (1849) hergestellte I-Eisen hatte 140 mm Höhe und lag auf 5,4 m Länge frei als Deckenträger im Hause Nr. 18 Boulevard des Filles-du-Calvaire in Paris. Von andern Formen ist besonders bemerkenswert die +-Form. Sie wurde zuerst (1847) von BLEUZE in einer Decke des neuen Pariser Schlachthauses verwendet.

4. Beim *Walzen von Stab- und Formeisen* erleidet der heiße Block (16), ehe er von seiner rechteckigen *Rohform* in die *Fertigform* übergeführt wird, verschiedene Querschnittsänderungen. Das geschieht in einer Reihe von Vorkalibern, deren Profile unter Berücksichtigung verschiedener Umstände festzusetzen sind. Als Grundlage der Profilberechnung dient hierbei die sog. *Walzlinie*. Das ist eine durch die Mitte der wirksamen Kaliberfläche gelegte Wagerechte. Den Abstand zwischen den Druckflächen eines Kalibers und dieser Walzenlinie nennt man den *Druck*. Die zur Walzenachse parallelen Kaliberflächen üben danach den Druck aus, wodurch der Stab *gestreckt* (gelängt) wird. Dagegen verursachen die lotrecht stehenden Kaliberflächen keinen Druck. Sie verhindern sogar eine Streckung des Stabes durch die an ihnen stattfindende Reibung. Beim Festsetzen der Vorkaliber für Stabeisenwalzen wählt man die Abnahme der Profilquerschnitte möglichst groß, um einen starken Druck und infolge dessen auch eine starke (schnelle Streckung) zu erlangen. Jedenfalls muß der Stab *in einer Hitze* fertig gewalzt werden.

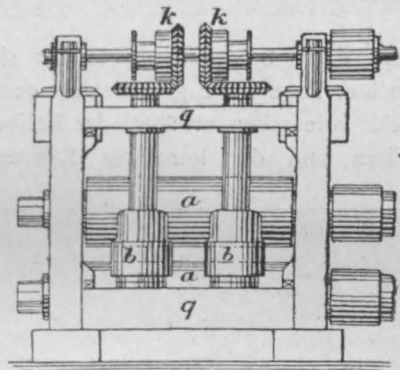


Fig. III. Universalwalzwerk.
a Liegewalzen. b Stehwalzen.
k Kegelnräder. q Querbalken.

Beim Formeisenwalzen ist es viel schwieriger die Vorkaliber richtig zu wählen, als beim Stabeisenwalzen. Hier kommt besonders die richtige Lage des Profils zu den Walzenachsen in Betracht. Es muß nämlich, damit der Unterschied zwischen den Umfangsgeschwindigkeiten der Profilverpunkte nicht eine zu ungleichmäßige Streckung der Stabteile verursacht, in jedem Kaliberpunkte die durch größere Umfangsgeschwindigkeit erzeugte stärkere Streckung durch geringeren Druck wieder ausgeglichen werden. Geschähe dies nicht, so würden in dem fertigen Stabe *unzulässige Anfangsspannungen entstehen, die seine Festigkeit wesentlich beeinträchtigen können*. Eine solche Gefahr besteht hauptsächlich bei den tief in die Walzen eingreifenden Formen, namentlich also bei den hohen I-Profile.

Beim Berechnen der Formeisenkaliber fängt man mit dem *Fertigprofil* an. Dessen *Warmprofil* wird, unter Beachtung des Schwindmaßes, aus dem Kaltprofil ermittelt. Im ganzen hat ein Stab vom Blockprofil bis zum Fertigprofil etwa 10 bis 15 verschiedene Kaliber zu durchlaufen. Das kann bei schweren Stücken nur in *zwei Hitzten* geschehen. In besondern Fällen wird auch der rechteckige Block noch vorgewalzt, ehe er in das Formeisenwalzgerüst gelangt.

Das Auswalzen von *Profilteilen geringerer Stärke* und auch solcher Teile, die von lotrechten oder nahezu lotrechten Flächen begrenzt werden, bereitet besondere Schwierigkeiten. Hierher gehören in erster Linie *dünne hohe Stege* von I-Eisen



Fig. 112. Einfaches Wellblech.

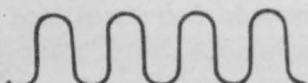


Fig. 113. Trägerwellblech.

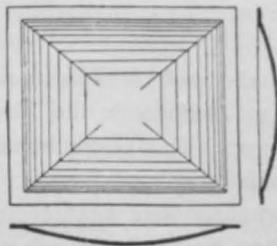


Fig. 114. Buckelblech.

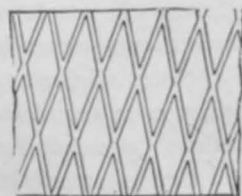


Fig. 115. Riffelblech mit eingewalzten rautenförm. Vertiefungen.

und dgl. Solche Stege kühlen sich rasch ab und werden deshalb bei wagerechter Lage mehr gebreitet als gestreckt. Bei lotrechter Stellung in den Walzen fehlt (wie schon erwähnt) der Kaliberdruck, und die zwischen dem sich breitenenden Eisen und der lotrechten Kaliberfläche

tätige starke Reibung erzeugt unzulässige Spannungen im Stege. Auch ist dabei ein Festklemmen des Stabes im Kaliber zu befürchten. Man begegnet diesen Schwierigkeiten durch folgende Mittel: Man legt in die Reihe von Kalibern einzelne sog. *Stauchkaliber* ein, die durch starken Druck eine Breitung erzeugen und dadurch den schwachen Teil, z. B. den lotrecht stehenden schwachen Steg, ohne daß dieser selbst Druck erleidet, in den für ihn bestimmten Kaliberteil stauchen. Außerdem erhalten Stege und auch Flanschen, die in lotrechter Lage gewalzt werden, einen sog. *Anlauf*, d. h. ihre nach dem Kalibermittel gerichteten Flächen weichen ein wenig von der Lotrechten ab, so daß sie von der zugehörigen Kaliberfläche einen ausreichenden Druck erhalten, der ihre Streckung befördert.

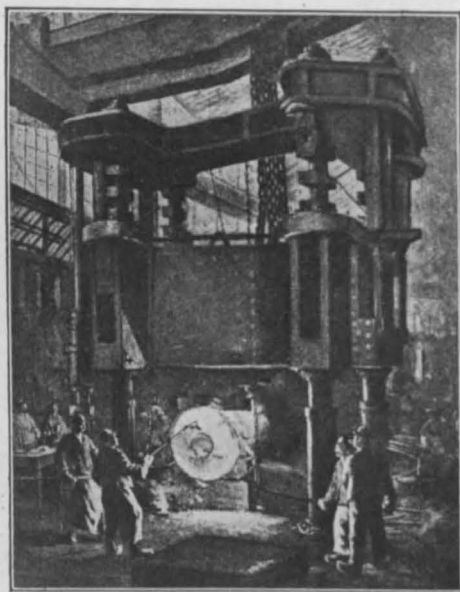


Fig. 116. Wasserdruck-Schnellpresse von 5000 t Druckkraft bei Krupp-Essen.

5. *Preßstücke* sind entweder Verbandmittel, als *Niete, Schrauben, Bolzen* nebst Muttern (§ 4) oder es sind Verbandstücke, die zur Fahrbahntafel (1) gehören, wie *Well-, Mulden-, Buckel-, Tonnen- und Riffelbleche* (Fig. 112—115). Alle diese besonderen Formen werden auf Sondermaschinen oder mit Hilfe mechanischer Vorrichtung hergestellt.

Die mechanischen Pressen arbeiten heute oft mit bedeutender Druckkraft (Fig. 116). Die Formgebung erfolgt dabei mit Hilfe zweier *Gesenke*, von denen eines — das *Obergesenk* — mit dem Preßstempel beweglich ist, während das Untergesenk auf dem Ambos ruht.

Fig. 117 veranschaulicht das Pressen von *Buckelblechen* (Muldenblechen) in Rotglut mit Hilfe eines obern und untern Preßtisches bei einem Drucke von etwa 200—300 t, je nach den Abmessungen der Bleche. Das Pressen von 2—3 m langen *Tonnenblechen* ist in der Fig. 118 dargestellt. Bei 2 m Länge kann ihre Krümmung auf kaltem Wege in einer Blechbiegemaschine gewalzt werden. Die Flanschen werden dann in einer Presse hergestellt. Bisweilen hat man auch Buckel- und Tonnenbleche miteinander derart vernietet, daß das fertige Blech aus zwei halben Buckeln besteht, zwischen denen ein Stück Tonnenblech eingienietet ist. *Riffelbleche* (Fig. 115) sind ebene Bleche, die unter entsprechend gestalteten Walzen rautenförmige Vertiefungen erhalten. Ausführlicheres über die Verwendung aller dieser Preßstücke im II. Bande.

15. Die Einführung der deutschen Normalprofile für Walzeisen.

1. Deutsche Ingenieure sind im 8. Jahrzehnt des vorigen Jahrhunderts zuerst auf den Gedanken gekommen, einheitliche, sog. *Normalprofile* für Walzeisen zu schaffen³⁶. Auf einer im Dezember 1876 abgehaltenen Versammlung des *technischen Vereins für Eisenhüttenwesen* wurde zum ersten Male angeregt, einen Ausschuß zu bilden, der mit der Ausarbeitung eines Hilfsbuches für das Berechnen und Veranschlagen von Eisenbauten zu betrauen sei. Dieser Anregung folgten der *Verband deutscher Ingenieure und Architekten* und der *Verein Deutscher Ingenieure*, dem bis zum 30. Mai 1880 auch die *Hütteningenieure* als Zweigverein angehörten. Sofort begannen unter Leitung der Professoren HEINZERLING und INTZE (von der Aachener technischen Hochschule), denen die Geschäftsführung

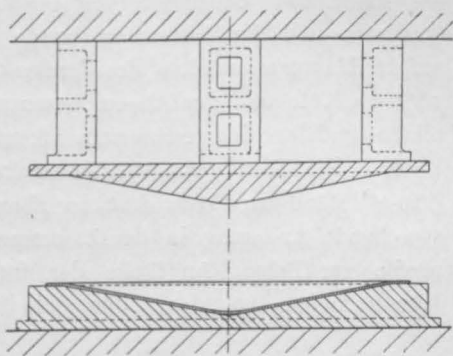


Fig. 117. Pressen von Buckelblechen in Rotglut.

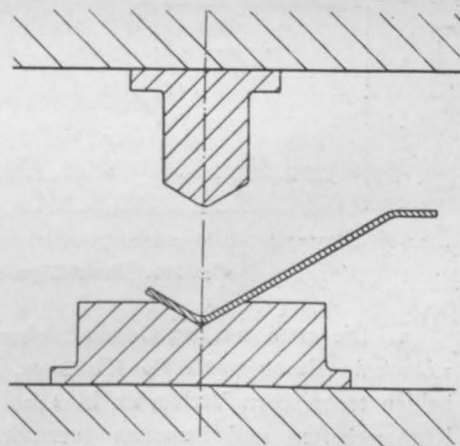


Fig. 118. Pressen von Tonnenblech (Wölbblech, Hängeblech).

³⁶ Deutsche Bauz. 1878. S. 269 u. 339. 1881. S. I, II, 23 u. 61.

Mehrtens, Brückenbau. I.

übertragen wurde, die Arbeiten des Ausschusses. Die ersten Normalprofile für gleich- und ungleichschenklige Winkelleisen, T-Eisen, Belageisen, L-Eisen, U-Eisen und I-Eisen wurden in einer am 23. und 24. August 1879 abgehaltenen Sitzung des Ausschusses einstimmig festgesetzt. Die Einführung der Normalprofile für Quadrant- und Handleisteneisen wurde später beschlossen, und zwar geschah dies auf der Hauptversammlung des Vereins deutscher Ingenieure vom 25. bis 28. August 1880 in Köln und der Abgeordnetenversammlung des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieurvereine vom 18. und 19. September desselben Jahres in Wiesbaden. Die oben genannten Hütteningenieure schlossen sich im Mai 1880 zu dem selbständigen *Verein deutscher Eisenhüttenleute* zusammen. Das hatte eine entsprechende Änderung in der Zusammensetzung des Ausschusses für die Normalprofile zur Folge: An Stelle der früheren beiden traten jetzt drei technische Körperschaften, von denen eine jede fünf Mitglieder in den Ausschuß wählte.

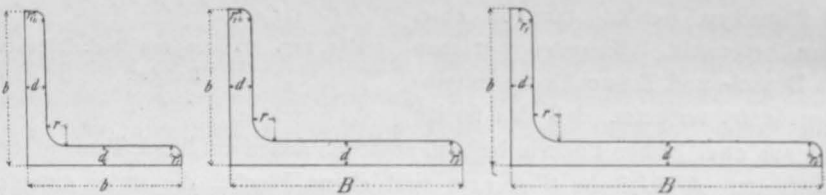


Fig. 119. Gleichschenkelige und ungleichschenkelige Winkelleisen.

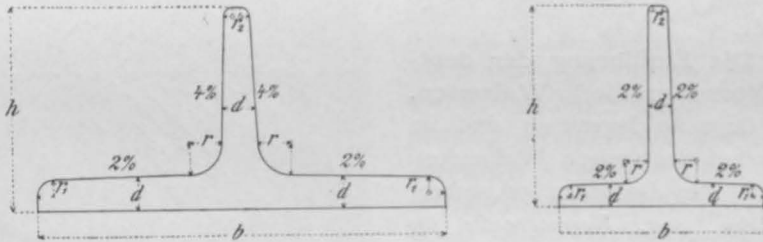


Fig. 120. Breitfüßiges und hochstegiges T-Eisen.

2. Die erste von den Geschäftsleitern HEINZERLING und INTZE verfaßte Schrift: »*Deutsche Normalprofile für Walzeisen, Berlin 1880*« wurde von den erstgenannten beiden technischen Verbänden in 2400 Abdrücken an die maßgebenden Behörden, Körperschaften und Personen versandt. Die gleichzeitig um die Genehmigung der Normalprofile gebetenen hohen und höchsten Behörden Deutschlands antworteten sämtlich zustimmend. Eine hierauf an die deutschen Walzwerke gerichtete Rundfrage ließ nicht nur die größte Bereitwilligkeit der Werke zur Herstellung der Normalprofile erkennen, sondern ergab auch die erfreuliche Tatsache, daß man auf verschiedenen deutschen Hütten mit der Herstellung der meisten festgesetzten Formen schon stark beschäftigt war.

Die deutschen Normalprofile (Fig. 119—123) wurden zuerst 1881 vom preußischen Minister der öffentlichen Arbeiten³⁷, etwas später auch von der Reichsmarine-

³⁷ Erlaß vom 14. April 1881; Deutsche Bauz. 1881. S. 213, 246.

Verwaltung³⁸ anerkannt und zur Verwendung im Staats- und Marinebauwesen vorgeschrieben. Auch in Österreich-Ungarn kamen später derartige Normalprofile in Gebrauch. Die ausführlichsten Angaben über die deutschen Profile findet man im *deutschen Normalprofilbuch* für Walzeisen, das heute bereits in 6. Auflage vorliegt. Es erscheint bei LA RUELE in Aachen. Die erste Auflage kam 1881 heraus. Von der dritten Auflage (1886) ab wurden darin auch einige *Schiffbauprofile* aufgenommen. Die vierte Auflage (1889) brachte keine neuen Formen. Aber die fünfte Auflage (1897) wurde durch die Formen Γ , i , L und T der Schiffbauprofile vermehrt. Zurzeit

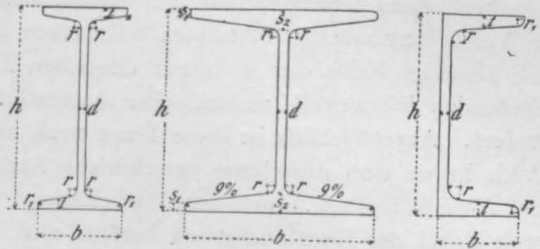


Fig. 121. Γ -Eisen mit schmalen und breiten Flanschen. — U-Eisen.

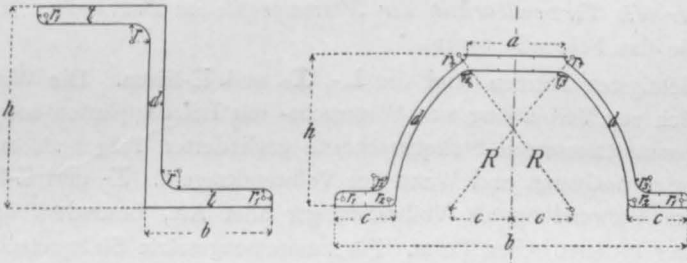


Fig. 122. U-Eisen und Belageisen.

ist die siebente Auflage in Vorbereitung. Auch sind bereits Beratungen und Versuche im Gange, um einige für die achte Auflage in Aussicht genommene Abänderungen der Profilvereihen von Γ - und \square -Eisen festzustellen.

3. Bei der am 16. Mai 1902 in Düsseldorf abgehaltenen Sitzung des Ausschusses waren auch Vertreter des deutschen Schiffbauprofil-Ausschusses zugegen, und die dabei gepflogenen Besprechungen führten dahin, daß der *Verein deutscher Schiffswerften* den drei genannten Vereinigungen behufs gemeinsamer Arbeit in der Angelegenheit der Normalprofile als vierte deutsche technische Körperschaft beiträt.

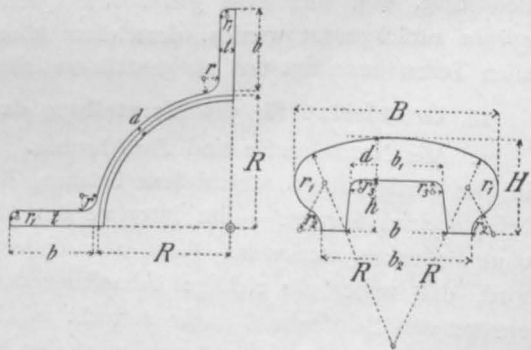


Fig. 123. Quadranteisen und Geländereisen.

³⁸ Erlaß vom 27. März 1883. Deutsche Bauz. 1883. S. 305.

Die Vorarbeiten zur Herausgabe der siebenten Auflage des Normalprofilbuches und zurzeit noch im Gange. Dabei hat es der Gesamtausschuß für notwendig gehalten, einen Unterausschuß einzusetzen, dem die Aufgabe gestellt worden ist, in Verbindung mit den beteiligten Walzwerken zu untersuchen, ob es geraten sei, die bisherige Reihe der wichtigen deutschen **I**-Profile mit Rücksicht auf einen drohenden Wettbewerb ausländischer namentlich *amerikanischer I*-Profile abzuändern. Augenblicklich ist diese Frage noch nicht endgültig entschieden worden. Auch liegen dem Ausschusse verschiedene Anträge und Wünsche von *Abnehmern* auf Abänderung von Einzelheiten verschiedener Profile zur Entscheidung vor. Soweit dabei der Eisenbrückenbau berührt wird, werden die bei der Entscheidung maßgebenden Gesichtspunkte weiterhin zu erörtern sein, weil die Frage der in walztechnischer, statischer und baulicher Hinsicht günstigsten Gestalt der Profile mit Nutzen nur im Zusammenhange mit der Vorführung der aus den Profilen zu bildenden sog. zusammengesetzten Querschnitte³⁹, der *Stabquerschnitte*, besprochen werden kann.

4. *Über die Verwendbarkeit der Normalprofile im Brückenbau* läßt sich an dieser Stelle das Folgende sagen:

Die wichtigsten Formen sind die **L**-, **I**- und **C**-Eisen. Die Winkel dienen hauptsächlich zur Verbindung von Wagerecht- mit Lotrechtplatten sowohl bei der Bildung zusammengesetzter Stabquerschnitte gegliederter Träger als auch bei der Vereinigung von Gurten und Wand bei Vollwandträgern. **I**- und **C**-Eisen finden unmittelbare Verwendung als Vollwandträger aller Art, besonders das **I**-Eisen, wegen seiner symmetrischen Form. Für zusammengesetzte Stabquerschnitte eignet sich die **I**-Form fast gar nicht und das **C**-Profil auch nur sehr wenig.

Belageisen und **L**-Eisen braucht man in der Regel nur bei der Bildung von Bahnbahnen, besonders der Bahntafeln (Fig. 13—14). Das Quadranteisen hat trotz seines statisch günstigen Querschnittes für den Brückenbau nur untergeordnete Bedeutung, weil hier ganz *geschlossene* Querschnitte mit Recht gegenüber den *offenen* zurückgesetzt werden, denn diese können jederzeit ohne Weiterungen in allen Teilen besichtigt und nötigenfalls unterhalten werden, jene aber nicht.

16. Grundsätze für die Herstellung der deutschen Normalprofile.

1. Alle Normalprofile sind *Fertigformen*. Das Verstellen der Oberwalze, um in den Fertigkalibern verschiedene Stärken, Breiten oder Längen zu erzielen, ist bei einzelnen Formen — im Interesse der Abnehmer und Verbraucher — wohl ohne Bedenken zuzulassen. Wenn aber dadurch die Fertigform derart abgeändert wird, daß weder ein richtiges Abnahmeverhältnis der Kaliberquerschnitte noch ein genaues Schwindmaß mehr aufrecht erhalten werden kann, so ist das Verfahren zu verwerfen. Die Bezeichnung der Profile erfolgt durch *Nummern*, die das Hauptmaß — die *Höhe* — oder die beiden wichtigsten Maße — *Höhe und Breite* — in Zentimetern ausgedrückt enthalten.

³⁹ MEHRTENS, Zusammengesetzte Stabquerschnitte in Eisenkonstruktionen. Stahl u. Eisen. 1893. Nr. 12.

2. *Die Winkeleisen* (Winkel) stehen, wie von alters her, auch heute noch im Vordergrund des Eisenbaus. Im Brückenbau werden die aus Platten und Winkeln zusammengesetzten Stabquerschnitte mit Recht bevorzugt, obwohl ja — wie im II. Bande ausführlich gezeigt wird — in manchen Fällen Platten und Winkel zweckmäßig auch durch andere Formen ersetzt werden können. Das Normalprofilbuch zählt nicht weniger als 61 Stück *gleichschenklige* und 28 Stück *ungleichschenklige* Winkel.

Um die Verbindung der Winkel mit Platten und beliebigen andern Formen zu erleichtern, erhalten sie *parallele Schenkelflächen*. Deshalb waren in älterer Zeit die Vorkaliber der Winkeleisenwalzen lauter Flachkaliber, in denen allmählich der rechte Winkel der Schenkelecke ausgebildet wird, so daß das Zusammenbiegen der Schenkel im Fertigkaliber ohne Schwierigkeit vor sich gehen kann. Auch die L- und Z- Eisen wurden und werden auch heute

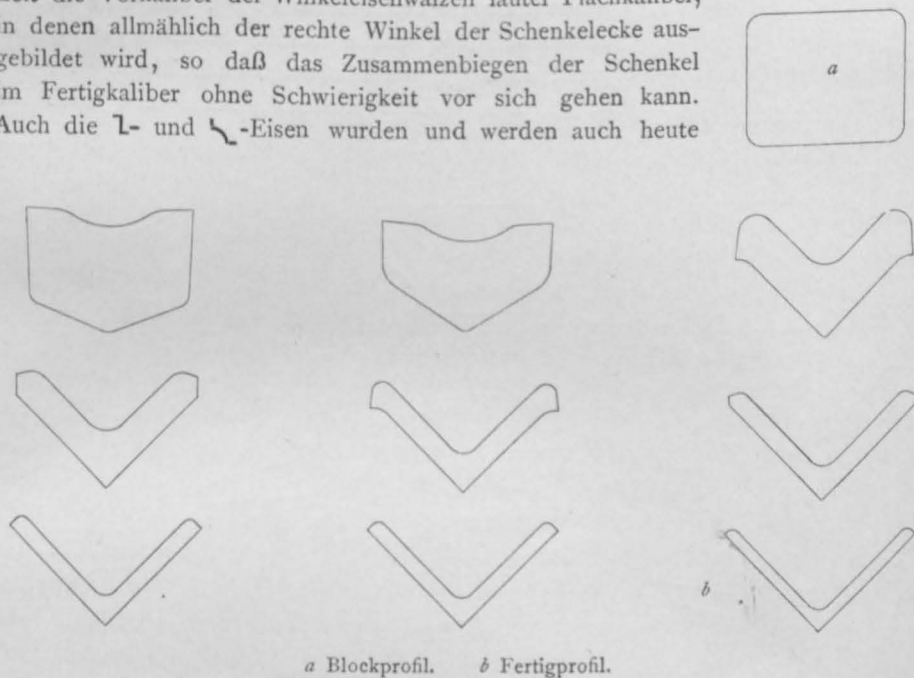


Fig. 124. Umrisse der Walzenfurchen (Kaliber) für das Walzen der Winkeleisen.

noch wie die Winkel in flachen Vorkalibern gewalzt. Sie zeigen daher ebenfalls parallele Kopf-, Fuß- und Flanschflächen.

Größere Hüttenwerke walzen aber heute die Winkelprofile mit parallelen Schenkelflächen auch ohne vorherige Ausbildung in Flachkalibern. So veranschaulichen die Fig. 124 die wichtigsten Kaliber für das Auswalzen des Winkeleisens vom Rechteck-Querschnitt des Blockes an bis zum Fertigprofil.

Weil die Fertigformen der gleichschenkeligen Winkel für alle Schenkellängen über 2,5 cm eine Zunahme der Schenkeldicke von 2 mm bei gleichbleibender Schenkellänge zeigen, so lassen sich durch Verstellen der Oberwalze bequem auch Zwischenprofile herstellen. Dadurch kann man Winkel verschiedener Nummern und gleicher Schenkelstärke erhalten, deren Querschnittsunterschiede nur gering sind.

Im Winkeleck sind die innern Schenkelflächen mit einem Halbmesser gleich der mittlern Schenkelstärke ausgerundet. Diese Ausrundung ist einerseits für das gute Auswalzen und die Verhütung von übermäßigen Biegungsspannungen im Eck beim Lastübertragen groß genug, anderseits aber ist sie auch klein genug, um die Bildung zusammengesetzter Stabquerschnitte nicht zu behindern. Die Schenkelenden sind nach innen mit einem halb so großen Halbmesser abgerundet, wie im Eck. Es verbleibt dann jedem Schenkelende immer noch eine für das scharfe Auswalzen wünschenswerte ebene Fläche von mindestens 1 mm Breite.

Bei den ungleichschenkligen Winkeln werden die Schenkellängen-Verhältnisse $1:1\frac{1}{2}$ und $1:2$ unterschieden. Die Stärke beider Schenkel ist gleich groß, etwa $\frac{1}{10}$ der mittlern Schenkellänge.

3. Die T-Eisen besitzen, namentlich auch im

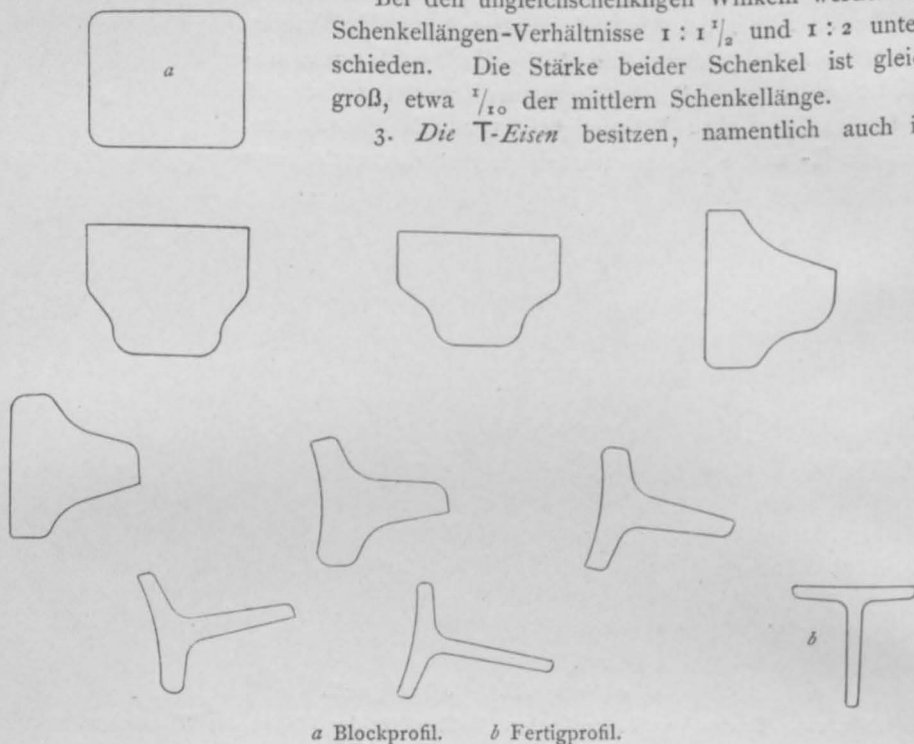


Fig. 125. Kaliberreihe für das Walzen von T-Eisen.

Brückenbau, ein viel geringeres Anwendungsgebiet als die Winkel. Man unterscheidet *breitfüßige* (bei denen Steghöhe und Fußbreite gleich groß sind) und *hochstegige* (bei denen der Steg doppelt so hoch ist als der Fuß), im ganzen 24 Stück. Wegen seiner unsymmetrischen Form und der dadurch verursachten ungleichen Umfangsgeschwindigkeiten der Kaliberflächenteile ist das T-Eisen schwer gut zu walzen. Deshalb müssen Steg und Fuß auf den ihrem Kaliber zugekehrten Flächen einen Anlauf erhalten, der im Fuß 2 Hundertstel beträgt. Der Steg des breitfüßigen T zeigt 4 Hundertstel, der des hochstegigen T aber nur 2 Hundertstel Anlauf. Das Auswalzen erfolgt derart, wie es durch die Reihe der Kaliber in Fig. 125 veranschaulicht wird. Dabei erhält der Stab vor seinem Walzen-Durchgange in einzelnen Kalibern eine Drehung.

4. Das **L-Eisen** wird — wie die Kaliberreihe der Fig. 126 erkennen läßt — mit lotrecht stehenden Flanschen gewalzt. Dabei ist seine Form unsymmetrisch. Deshalb verlangen die Innenseiten seiner Flanschen einen Anlauf von 8 Hundertsteln. Das Verstellen der Oberwalze, um im Fertigprofil verschiedene Stärken zu erhalten, ist hier zu verwerfen, um (wie schon erläutert) ungleichmäßige Streckungen, Risse und sonstige Mängel im Eisen zu verhüten.

5. Das **I-Eisen** wird, um die Unterschiede in den Umfangsgeschwindigkeiten der Kaliberflächen möglichst gering zu machen, liegend gewalzt, so wie es die Kaliberreihe in Fig. 127 veranschaulicht. Es ist daher notwendig, die Kaliberbreiten, um die gehörigen Streckungen und Breitungen zu ermöglichen, allmählich

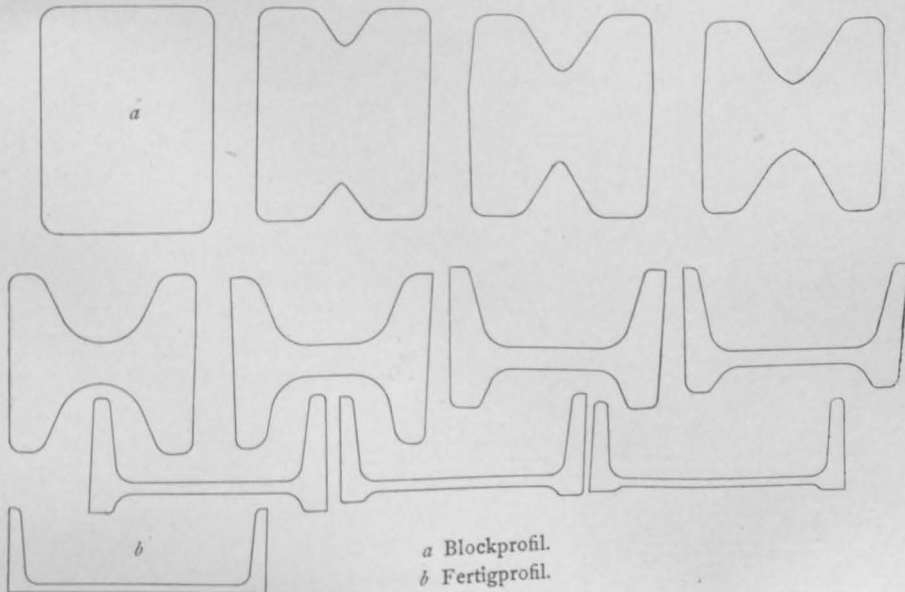


Fig. 126. Umriss der Walzenfurchen (Kaliber) für das Walzen der U-Eisen.

zunehmen zu lassen. Auch müssen die innern Flanschflächen einen Anlauf erhalten. Dieser beträgt 14 Hundertstel. Um die Gefahr der Rissebildung zwischen Steg und Flanschen sowohl beim Walzen, als auch bei der Belastung des fertigen **I-Trägers** zu vermeiden, mußte an jenen Übergangsstellen eine kräftige Ausrundung vorgesehen werden.

Ein nicht voller Flansch an der der Oberwalze zugekehrten Seite tritt ein, wenn das Eisen in den betreffenden Kalibern nicht mehr heiß genug ist.

Vor etwa 40 Jahren führte das französische Werk PÉTIN, GAUDET & Co. in *Rive de Gier* ein Verfahren ein, wobei das **I-Eisen** auf dem Universal-Walzwerk hergestellt wird, so daß ein Walzenpaar den Steg, das andere die Flanschen ausbildet. Dies Verfahren wird in verbesserter Gestalt heute zur Herstellung besonderer Formen von **I-Trägern** angewendet. Das sind die sog. *Grey-Profile*, von denen weiterhin noch die Rede ist.

Die I-Normalprofile — 43 Stück — umfassen die Nummern von 8 bis 55, und in ihre Reihenfolge sind die Höhenstufen klein gemacht. Für jede Höhe gibt es nur ein Fertigprofil, jedoch können je nach der Höhe zwei, drei oder mehr Profile, die einander in der Nummer sehr nahe stehen, durch die gleichen Vorkaliber gebildet werden, so daß sie nur in den letzten Kalibern von einander abweichen. Um dabei in allen Profilnummern einerseits das Eisen möglichst vorteilhaft auszunutzen und anderseits die sichere Gewähr für notwendige gesunde und billige Herstellung zu erhalten, mußte der mit dieser schwierigen Aufgabe betraute Ausschuß verschiedene nahezu gleichwertige Profilreihen aufstellen und nach einheitlichen Gesichtspunkten beurteilen (vgl. 17).

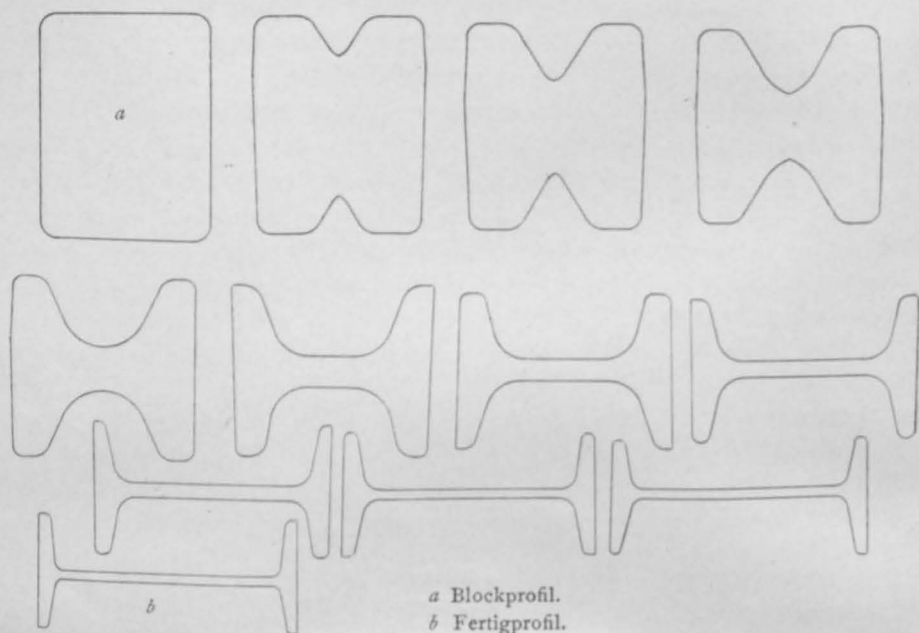


Fig. 127. Kaliberreihe für das Walzen von I-Profilen.

6. Über die Formen der übrigen Normalprofile ist § 12 des Anhanges — Belageisen, L-Eisen, Quadranteisen (\surd) und Handleisteneisen — zu vergleichen, worin die in hütten- und bautechnischer Beziehung wichtigsten Einzelheiten aller Normalprofile sowie auch der Grey- und ausländischer Profile übersichtlich zusammen gestellt worden sind.

17. Die Greyprofile und die künftige Verbesserung der deutschen I-Profilreihe.

1. Die Flanschbreiten der I-Profile mit Rücksicht auf walz- und bautechnische Forderungen zweckmäßig abzumessen und in der Profilreihe gut abzustufen, ist dem damit betrauten Ausschusse nicht leicht geworden. Aus walztechnischen Gründen empfahl sich eine kleine Breite. Dagegen verlangte man für Hoch- und Brückenbauzwecke möglichst große Breiten, einerseits um nach erfolgter Herstellung der Nietlöcher (von 20 bis etwa 26 mm Durchmesser) einen ausreichend großen

Abstand des Lochmittels vom Flanschrande zu wahren; anderseits aber um die *Quersteifigkeit* des Profils gegen senkrecht zum Stege gerichtete Kraftwirkungen in passenden Grenzen zu halten. Rein theoretisch würde man bei gegebenem Widerstandsmoment *das geringste Trägergewicht* erzielen, wenn der Steg sehr dünn und der Flansch entsprechend breit ausgewalzt werden könnte. Hier die günstigsten Grenzwerte zu erhalten, verbieten aber die walztechnischen Schwierigkeiten. Es leidet aber wohl keinen Zweifel, daß es bei dem vorgeschrittenen heutigen Stande der Walztechnik möglich sein würde, den von verschiedenen Abnehmergruppen in neuerer Zeit häufig ausgesprochenen Wünschen nach Einführung von *breitflanschigen* I-Profilen, innerhalb gewisser Grenzen entgegen zu kommen. Denn die ausgedehnte Verwendung der erwähnten von der Differdinger Hütte in Luxemburg eingeführten Greyprofile⁴⁰ spricht dafür.

2. *Die breitflanschigen I-Profile* oder B-Profile (wie man sie in Differdingen nennt) werden im Blockwalzwerk vorgewalzt und dann auf einem eigens zu solchem Zwecke gebauten Kehrwalzwerk fertiggestellt (Fig. 128). Darin laufen, auf zwei getrennte Gerüste verteilt und unabhängig voneinander, drei Walzenpaare. Davon sind zwei Paare — nämlich zwei Liegewalzen und zwei Stehwalzen — im ersten Gerüst derart vereinigt, daß beide Liegewalzen die Höhe zwischen den inneren Flanschflächen und dabei auch die Stegdicke ausbilden, während die beiden Stehwalzen die Flanschstärke formen. Im zweiten Gerüste, das hinter dem ersten liegt, vollenden (als drittes Paar) zwei Liegewalzen das Profil durch Einstellen der Flanscbreite.

Die breitflanschigen I-Profile (§ 12) werden in Höhen von 18—75 cm gewalzt, wobei die Widerstandsmomente in Stufen von 10—12 Hundertstel und die Gewichte in Stufen von 6 bis 10 Hundertstel steigen. Die Flanscbreite ist bis zu 30 cm gleich der Profilhöhe. Übersteigt diese aber das Maß von 30 cm, so bleiben die Flansche unverändert 30 cm breit. Die Flanschdicken (am Steg gemessen) wachsen von

16,72 mm bei Profil 18 B
bis auf 37,5 » » » 75 B,

und dabei beträgt der Anlauf der inneren Flanschfläche nur 9 Hundertstel, also 5 Hundertstel weniger als bei den deutschen Normalprofilen, was ein gutes Anliegen der Nietköpfe befördert. Der Halbmesser der Ausrundung zwischen Steg und Flansch ist gleich der Stegdicke. Abrundungen der Flanschanten fehlen, was ein weiterer Vorteil ist. Die Profile werden in Längen bis zu 20 m geliefert, die beiden höchsten Profile (65 B und 75 B) allerdings vorläufig nur bis zu 17 m Länge. Danach ist — bei der größten Länge — das Profil 60 B (mit rd. 4,7 t) das schwerste. Profil 75 B wiegt rd. 4,5 t.

Die neuen Profile lassen sich — sowohl im Hochbau als auch im Brückenbau — in vielseitiger Weise als Träger und Stützen mit Nutzen verwenden. Besonders geeignet erscheinen sie als selbständige Säulen und Ständer oder als Ecksäulen gegliederter Pfeiler u. dgl., worüber näheres im zweiten Bande folgt.

⁴⁰ MEHRTENS, Das Profilheft der Differdinger Hütte in Luxemburg. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1906. S. 496.

3. die Differdinger Walzenstraße zur Herstellung der breitflanschigen I-Profile wurde nach den Patenten des Amerikaners HENRY GREY im Jahre 1900—1901 gebaut. Merkwürdigerweise sind diese Profile in Amerika selbst bis 1906 noch nicht gewalzt worden⁴¹. Es bestand nur in *Duluth* ein kleines Versuchswalzwerk, das aber keine praktischen Betriebsergebnisse erzielt hat. Jedoch ist zurzeit — Ende 1906 — unter der Leitung von HENRY GREY und Sohn in New-York ein großartiges Greywalzwerk im Bau begriffen⁴², das einen Teil der Bethlehem Steel Company bilden wird. Darin sollen breitflanschtige I-Profile von 200 bis 760 mm

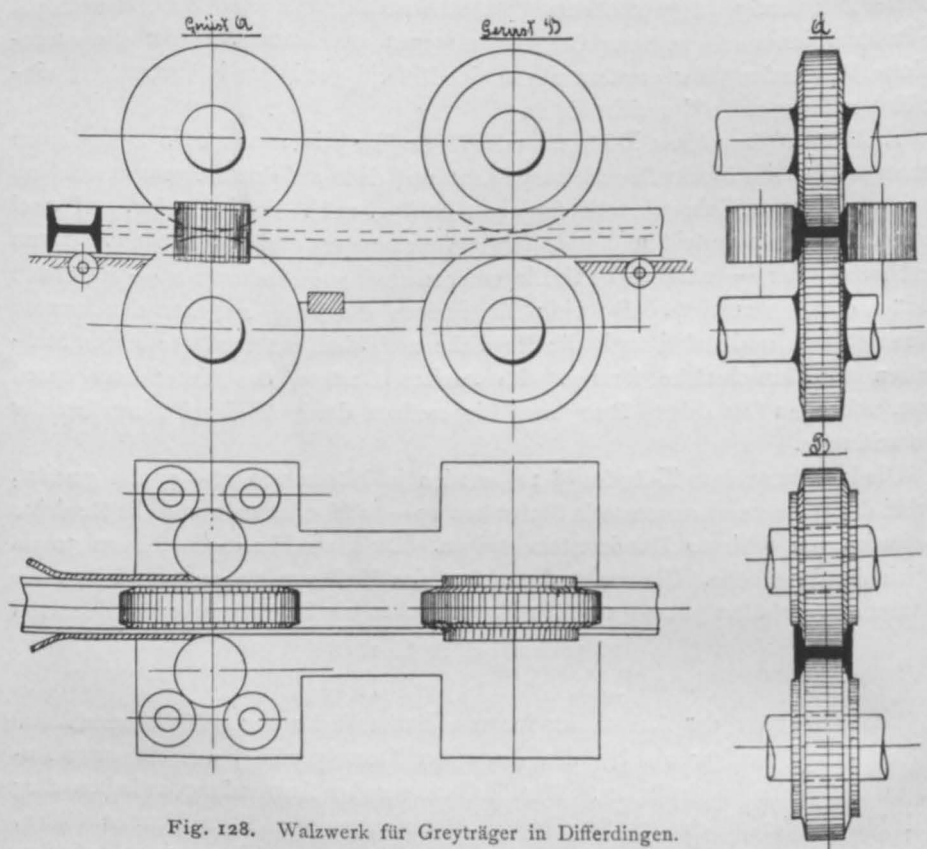


Fig. 128. Walzwerk für Greyträger in Differdingen.

Höhe und 200 bis 380 mm Breite hergestellt werden, dgl. auch Säulenquerschnitte in I-Form von 200×200 mm bis 380×380 mm. Diese Sonderträger sollen gleiches Widerstandsmoment mit den betreffenden amerikanischen Normal-I-Eisen haben, dabei aber um 10 Hundertstel weniger wiegen als diese.

Die wichtige Frage, ob es nicht möglich sei, breitflanschtige I-Träger in gleicher Weise auszuwalzen wie die Normal-I-Profile wird zurzeit in Deutschland bereits

⁴¹ REISSNER, Amerikanische Eisenbauwerkstätten. 1906. S. 5.

⁴² SPANNAGEL, Einige neuere amerikanische Walzwerke. Stahl u. Eisen. 1906. Nr. 23 S. 1437. — Nach »The Iron Age« Nr. 18 vom November 1906.

bejaht. Träger von je 250 mm Steg- und Flanschhöhe werden dort ohne Schwierigkeiten auf gewöhnlichen Kaliberwalzen hergestellt. Aber die Schwierigkeiten vergrößern sich mit der Höhe des Steges. Denn dann reichen die vorhandenen Ballenlängen und Walzendurchmesser nicht mehr aus, weil zur richtigen Abstufung der *Druckverhältnisse* (14) eine große Zahl von Kalibern nötig wird. Baut man jedoch die Walzenstraße mit einer großen Zahl von Gerüsten, so ist es möglich, die vielen Kaliber passend auszugestalten. Das hat HOLZWEILER⁴³ in Rote Erde bei Aachen nachgewiesen. Er verteilt die Kaliber auf sieben Doppelwalzengerüste: Auf dem Blockgerüst liegen ein Flach- und zwei Profilkaliber, auf den übrigen Gerüsten nur je zwei Kaliber. Blockgerüst und zweites Gerüst müssen verstellbare Oberwalzen haben, um das erste bis einschließlich dritte profilierte Kaliber vier, drei oder zwei Male durchfahren zu können, wobei jedesmal die Abnahme des Querschnittes durch Senken der Oberwalze erfolgt. Das Neueste auf diesem Gebiete ist *das Träger-Universalwalzwerk von SACK in Rombach, in welchem I-Träger mit parallelen Flanschenflächen* hergestellt werden. Über die Verwendung der Profile von GREY und SACK vergleiche man unter 46.

4. Zurzeit werden in dem Normalprofilausschusse Beratungen darüber gepflogen, ob mit Rücksicht auf ausländischen, namentlich amerikanischen Wettbewerb, eine Abänderung der jetzigen Reihe der I-Profile nutzbringend sein würde. Ausführlicheres darüber findet man in der angegebenen Quelle⁴⁴. Bei den Beratungen kamen folgende Gesichtspunkte in Betracht: Es wurde festgestellt, daß etwa *vier Fünftel* der Verbrauchsmenge deutscher I-Träger in der Gestalt von bloßen Bauträgern beim Hausbau u. dgl. Verwendung findet. Das verbleibende Fünftel entfällt auf die zusammengesetzten Eisenbauten des Ingenieur- und Hochbauwesens. Beim Verbrauch der gewöhnlichen Bauträger wird nun in der Regel nur darauf gesehen, daß diese bei ausreichender Tragkraft ein möglichst kleines Gewicht haben. Deshalb müßte man bei der Herstellung einer neuen Reihe von I-Profilen in erster Linie suchen *ein gegebenes Widerstandsmoment mit einem möglichst geringen Gewichte* zu schaffen. Die andere Frage, *wie bei gegebener Trägernummer das Verhältnis von Widerstandsmoment: Gewicht möglichst groß zu erhalten sei*, war demnach erst in zweiter Linie in Betracht zu ziehen.

Der Ausschuß ging aus obigen Gründen nur davon aus zu erwägen, in welcher Weise das höchste Widerstandsmoment eines Profiles erreicht werden könne, unbekümmert um die dabei herauskommende Profilhöhe. Und um zuvor für die Darstellung der *neuen Reihe* zuverlässige Vergleichsunterlagen zu erhalten, wurden genaue Berechnungen angestellt, aus denen sich ergab, wie sich die bekannten deutschen, englischen, amerikanischen und österreichischen Normalprofile hinsichtlich der erläuterten Hauptfrage gegeneinander verhalten. Dabei erkannte man, wie die deutschen Normalprofile in ihrer Gesamtheit, im Vergleich mit allen andern Profilen die *erreichbar einheitlichste Durchbildung zeigen, sowohl in den Abstufungen*

⁴³ HOLZWEILER, Zur Frage der Kalibrierung breitflanschiger I-Träger. Stahl u. Eisen. 1906. Heft 23. S. 1428.

⁴⁴ Neue I-Trägerreihe im deutschen Normalprofilbuch? Stahl u. Eisen. 1905. Nr. 17.

zwischen Nummer und Flanschbreite als auch der Widerstandsmomente untereinander. Dagegen werden die Profile an und für sich von einzelnen amerikanischen Nummern überholt. Andre ausländische Profile können mit den deutschen nicht in Wettbewerb treten.

Um schließlich eine verbesserte neue I-Profilreihe in Vorschlag bringen zu können, waren vorerst noch folgende walz- und bautechnische Fragen zu beantworten:

1. Welche Vorteile die Verminderung der Stegstärke bringe;
2. Wie weit die Stegdicke unter Beibehaltung der alten Flanschbreiten vermindert werden könne;
3. Welchen Einfluß (walztechnisch) eine Verminderung der Flanschbreite haben müsse, und wie weit man damit gehen könne, ohne die bautechnische Gebrauchsfähigkeit der Profile zu schädigen.

Ehe die Entscheidung in dieser wichtigen Angelegenheit fallen kann, werden noch weitere umfassende Studien, Versuche und Beratungen des Ausschusses und der beteiligten Werke und Vereine vorauf gehen müssen. Wird dann die Entscheidung zugunsten einer Umänderung der deutschen I-Profile fallen, so würde das — namentlich während der ersten Jahre des Überganges — sowohl für die Walzwerke als auch für die Kreise ihrer Abnehmer eine ungeheure Umwälzung bedeuten. Auch die Preisfrage wird bei der Entscheidung stark in die Wagschale fallen. Denn die Walzwerke werden die Millionen der Kosten der Umwälzung ihres Betriebes wohl nicht allein auf ihre Schultern nehmen. Ihre Abnehmer würden am letzten Ende auch einen Teil davon tragen müssen.

18. Über die Entwicklung einheitlicher Verfahren zur Prüfung des Eisens.

1. Von den auf die Theorien NAVIERS sich stützenden ältern Festigkeitsversuchen zur Erforschung der technischen Eigenschaften des Eisens, ausgeführt von BARLOW, RENNIE, PRONY u. a. bis auf HODGKINSON (1831) und BRIX (1837), war (unter 11) schon kurz die Rede. Es handelte sich dabei im wesentlichen um das Feststellen von Zahlen für die verschiedenen Arten der *Festigkeit* (St. I. 3), sowie auch für das *Elastizitätsmaß* und die *Elastizitätsgrenze* (St. I. 4). Auch auf diesem Gebiete hat sich England anfangs die Führerschaft nicht nehmen lassen. Schon in den Jahren 1848—1860 gebrauchte HODGKINSON bei seinen Vorträgen an dem University College in London eine Maschine zur Vornahme von Festigkeitsproben⁴⁵. Auch wurden, soweit bekannt, in England von Privatpersonen die ersten öffentlichen Anstalten zur Prüfung von Eisen und Stahl eingerichtet. DAVID KIRKALDY, der Vorsteher einer solchen Anstalt, ist auf dem Gebiete des Prüfungswesens bahnbrechend vorgegangen. In seiner Schrift⁴⁶ vom Jahre 1862 gibt er

⁴⁵ KENNEDY, The use and equipment of engineering laboratories. Excerpt. Min. of Proceed. of the Inst. of Civ. Engin. 1887. S. 73. — Vgl. auch die gesamte ältere Literatur in MEHRTENS Eisen und Eisenkonstruktionen. Handbuch der Baukunde. Ab. I. Band II. Heft 1. S. 217.

⁴⁶ KIRKALDY, Results of an experimental inquiry into the comparative tensile strength, and other properties of various kinds of wrought-iron and steel. 1862.

für mehrmals tausend Eisen- und Stahlsorten außer den Festigkeitszahlen auch bereits die Zahlen für *Zähigkeit*, wobei er als Erster *Längsdehnung* und *Querdehnung* (St. I. 5) als Maßstab zugrunde legt. Er beobachtete auch schon den Einfluß, den Hitze und Kälte, Formgebung, Härten, Anlassen usw. auf diese Eigenschaften ausüben. KIRKALDY unterscheidet:

- Bulling or tensile strain — Zugfestigkeit;
- Crushing or compressing strain — Knick- und Druckfestigkeit;
- Bending, transverse or lateral strain — Biegezugfestigkeit;
- Twisting or torsional strain — Drehzugfestigkeit;
- Shearing strain — Schubfestigkeit;
- Punching strain — Festigkeit gegen Lochen;
- Buckling strain — Festigkeit gegen Ausbuchen, Ausbuckeln, z. B. bei einem Schiffe, wenn beide Enden aufzusitzen kommen;
- Bulging strain — Einbeulen, z. B. bei Schiffen, die auf den Grund kommen;
- Collapsing strain — bei Röhren mit äußerem Druck;
- Bursting strain — bei Röhren oder Kesseln mit innerem Druck⁴⁷.

Gleiche Bedeutung wie den Versuchen von KIRKALDY ist den Untersuchungen von KNUT STYFFE⁴⁸, Direktor des königlich technologischen Instituts in Stockholm, zuzusprechen. Veranlassung zu seinen Versuchen wurde ein Achsenbruch, der unter dem Salonwagen des Schwedenkönigs während einer Fahrt von Gothenburg nach Stockholm bei starkem Frost eintrat. Der König berief darauf einen Ausschuß, dem auch STYFFE angehörte, behufs Vornahme von *Versuchen zur vergleichenden Wertbestimmung* der für Eisenbahnen verwendeten Eisen- und Stahlsorten. Diese Versuche bilden geschichtlich den Ausgangspunkt der sog. *Klassifikations-* oder Wertbestimmungs-Bestrebungen, worunter man die Bemühungen versteht, die verschiedenen Eisengattungen nach ihrem Gebrauchswerte oder ihrer Güte *stufenweise zu ordnen* und dieser Ordnung eine staatliche oder möglichst allgemeine Anerkennung zu verschaffen.

2. Der Gang der Wertbestimmungs-Bestrebungen wurde anfänglich am meisten beeinflußt durch WÖHLER, der zur Zeit, als er Obermaschinenmeister der Niederschlesisch-Märkischen Eisenbahn in Frankfurt a./O. war (1859—1870), seine sog. *Dauerversuche*, d. h. Versuche über *wiederholte Beanspruchung* von Eisen und Stahl angestellt hat. Auf solche Weise legte WÖHLER den Grund für eine wissenschaftliche Beurteilung der Bedeutung von *Spannungswechsel* und *Belastungswechsel*. Über die Hauptergebnisse seiner Versuche ist im ersten Bande meiner »Statik« (St. I. 6) nachzulesen.

WÖHLER stellte als das zuverlässigste Mittel zur Beurteilung der Festigkeits-eigenschaften des Eisens die *Zug-* oder *Zerreißprobe* hin und bezeichnete die

⁴⁷ Mr. KIRKALDY'S new testing and experimenting works. The Engineer. 24. Nov. 1865.

⁴⁸ STYFFE, Die Festigkeits-Eigenschaften von Eisen und Stahl. Deutsch von M. M. VON WEBER. 1870.

Einschnürung an der Bruchstelle (Kontraktion), die ich als *Querdehnung* bezeichnet habe (St. I. 5, a), als das beste Maß für die *Zähigkeit* des Eisens. Seine Grundsätze liegen ausgesprochen in der (1877) vom *Verein deutscher Eisenbahn-Verwaltungen* den deutschen Regierungen überreichten Denkschrift über Einführung einer staatlich anerkannten Wertbestimmung von Eisen und Stahl. Nachdem neben dem Verein deutscher Eisenbahn-Verwaltungen auch der *Verband deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine* auf die Seite WÖHLERS getreten waren (1879), erhob der *Verein deutscher Eisenhüttenleute* lebhaften Widerspruch, sowohl gegen die allgemeine Anwendung der Zerreißprobe, als auch gegen die Einschnürung — Querdehnung — als Maß der Zähigkeit. In dem Gutachten seines Ausschusses, dem der Verein im Mai 1881 beitrug, wird zuerst begründet, *warum die Zähigkeit von Eisen und Stahl, besonders der Schienen, Achsen und Radreifen der Eisenbahnen, sicherer durch Schlag- und Biegeproben geprüft werden kann, als durch Zerreißproben. Sodann wird die Querdehnung (Kontraktion) als Maß der Zähigkeit verworfen und dafür die Einführung der Längsdehnung — Längenänderung des Probestabes beim Bruche — empfohlen.* Der Verein vertrat die Meinung, daß bei der Zerreißprobe schon sehr kleine Fehler des Probestabes, die sonst die Brauchbarkeit des Stückes, dem der Stab entnommen worden sei, in keiner Weise beeinträchtigen würden — ebenso auch wie die geringsten Fehler bei der Probestab-Herstellung — das Prüfungsergebnis wesentlich beeinflussen könnten. Die Bildung der Querdehnung stehe mit der Güte des geprüften Eisens in keiner sicher erkennbaren Beziehung.

An diesen und andern Meinungsverschiedenheiten der Beteiligten scheiterten die Wertbestimmungs-Bestrebungen endgültig. Jedenfalls haben sie aber nach einer Richtung hin außerordentlich befruchtend und klärend gewirkt: Sie gaben den Anlaß zur Vervollkommnung des Prüfungswesens überhaupt und besonders zur Schaffung entsprechend eingerichteter, staatlicher öffentlicher Prüfungs-Anstalten und Laboratorien. Ende des 7. Jahrzehnts vorigen Jahrhunderts waren die erwähnten Privatanstalten Englands und eine Service des recherches statistiques benannte französische Anstalt die einzigen, die öffentlichen Zwecken dienten. Die damals sonst noch vorhandenen leistungsfähigen Prüfungsmaschinen waren meist Privateigentum größerer Hüttenwerke oder von Eisenbahn-Gesellschaften.

3. Im Jahre 1852 bestellte der Königl. Eisenbahnbau-Ausschuß der bayerischen Staatsbahnen, auf Anregung des Oberbaurats v. PAULI, bei der Maschinenfabrik von KLETT & Co. in Nürnberg — der heutigen Maschinenbau-Gesellschaft Nürnberg — eine Maschine zur Prüfung der eisernen Zugbolzen von Howeträgern (Fig. 82—83) und diese von WERDER, dem technischen Direktor der Fabrik, gebaute Maschine wurde wegen ihrer Vorzüglichkeit bald allgemein bekannt. Sie war für eine Belastung bis 100 t gebaut und ermöglichte es zum ersten Male, größere Stäbe, wie es die Bedürfnisse der Praxis erforderten, zu zerreißen und dabei die Festigkeitszahlen mit einer Genauigkeit festzustellen, wie man es vorher nicht verstanden hatte. Bereits beim Bau der Großhesseloher Isarbrücke, die im Herbst 1857, also gleichzeitig mit der alten Dirschauer Weichselbrücke, (§ 10) dem Bahnverkehr übergeben wurde, prüfte man mit der Werder-Maschine

das verwendete Eisen nicht nur auf seine Zerreißfestigkeit, sondern man probte auch alle auf Zug in Anspruch genommenen Flacheisen bis 1140 atm unter gleichzeitiger Prellung durch Hammerschläge. Noch weiter ausgebildet wurde dieses Verfahren gegen Ende des 6. Jahrzehnts bei der Eisenbahnbrücke über den Rhein in Mainz (§ 10). Im Jahre 1866 beschaffte CULMANN die zweite Werder-Maschine für die Züricher technische Hochschule. In den Jahren 1871, 1873, 1875 und 1879 folgten mit ihren Bestellungen die technischen Hochschulen in München, Wien, Pest und Berlin. In dieser Zeit wurden auch die ersten deutschen öffentlichen Prüfungsanstalten in München und Berlin ins Leben gerufen.

Mit der Einführung der Werder-Maschine und der bereits erwähnten bahnbrechenden Versuche von WÖHLER (1867—1870) hob sich das Materialprüfungswesen Deutschlands bedeutend. Unter den Männern, die sich hoch verdient gemacht haben, ist in erster Linie BAUSCHINGER zu nennen, der frühere Leiter des mechanisch-technischen Laboratoriums der Münchener technischen Hochschule. BAUSCHINGER hat die WÖHLERSchen Versuche wesentlich ergänzt (St. I. 6) und viele Versammlungen von Fachmännern zur Vereinbarung über »einheitliche Prüfungsmethoden für Bau- und Konstruktionsmaterialien« einberufen und geleitet (1882—1893). Nach seinem 1893 erfolgten Tode übernahm es TETMAYER (1904 †), die bisherigen Bestrebungen im Sinne BAUSCHINGERS fortzuführen. So kam es im September 1895 in Zürich zur Gründung eines »Internationalen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik«, von welchem sich im weiteren Verlaufe der Entwicklung durch die Bemühungen hervorragender deutscher Fachmänner, wie v. BACH, v. LEIBBRAND und MARTENS der »Deutsche Verband für die Materialprüfungen der Technik« abzweigte (1896), der im Gebiete des Deutschen Reiches sich die nämlichen Aufgaben stellt, wie der Internationale Verband, vornehmlich also die Vereinbarung einheitlicher Prüfungsverfahren zur Ermittlung der technisch wichtigen Eigenschaften der Baustoffe anzustreben.

Der eben genannte deutsche Verband hat bereits viele wichtige, das Prüfungswesen betreffende Beschlüsse gefaßt⁴⁹. So hat er in neuster Zeit⁵⁰ auch eine *einheitliche Bezeichnung von Eisen und Stahl* vorgeschlagen. Danach zerfällt das *schmiedbare Eisen* in:

Flußeisen, Flußstahl, Schweißeisen, Schweißstahl

und für die Trennung der Gruppen »Eisen und Stahl« soll die *Zugfestigkeit* des ausgeglühten Metalls entscheidend sein.

Flußstahl ist Metall mit mehr als $5 \frac{t}{\text{cm}^2}$,

Schweißstahl ist Metall mit mehr als $4,2 \frac{t}{\text{cm}^2}$

Zugfestigkeit.

⁴⁹ Vgl. die Veröffentlichungen des deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik. Nr. 1—28 von 1900—1906.

⁵⁰ Nr. 28 (Heft VI).

Ferner hat der Verband (1904) empfohlen, die sog. *Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen für Brücken- und Hochbau*, aufgestellt vom Verbands deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine, dem Verein deutscher Ingenieure und dem Vereine deutscher Eisenhüttenleute, als Grundlage für eine einheitliche Regelung der Prüfungs- und Abnahmevorschriften für *Bauwerkisen* in Deutschland und in ausländischen Staaten in Vorschlag zu bringen.

Diese »Normalbedingungen« erfreuen sich in Deutschland der Anerkennung weitester Kreise. Selbst im Auslande finden sie bereits vielfache Verwendung. Die erste Fassung der »Normalbedingungen« stammt aus dem Jahre 1886 und enthält nur Vorschriften für die Lieferung von Schweißisen. Seit 1892 sind darin auch Bedingungen für die Prüfung und Abnahme von *Flußeisen* aufgenommen worden. Der Wortlaut der »Normalbedingungen« — soweit er sich auf die *Eisenprüfung* bezieht — findet sich im Anhang unter § 14. Über *Einzelheiten der amerikanischen Grundvorschriften für eiserne Brücken* (Specifications) vgl. deren geschichtliche Entwicklung unter § 11 und den Anhang § 14.

19. Die gegenwärtigen Vorschriften für die Prüfung des Bauwerk-eisens.

1. Im Eisenbrückenbau handelt es sich im wesentlichen um die Prüfung von *Flußeisen*, sowie von *Gußisen* und *Flußstahlguß*. Zweifellos haben die im Jahre 1891 veröffentlichten Ergebnisse der beim Bau der Weichselbrücken in Dirschau und Marienburg mit der Verwendung von Flußeisen gemachten Versuche und Erfahrungen (11—12) sehr dazu beigetragen, die in den »Normalbedingungen« vom Jahre 1892 enthaltenen Prüfungsvorschriften in passenden Grenzen zu halten. Deshalb wird es für die weiterhin folgenden Darlegungen nicht ohne Nutzen sein, einen kurzen Rückblick auf jene Versuche voranzustellen⁵¹.

Die Versuche teilten sich in zwei Gruppen. Die eine Gruppe umfaßte das *Martinflußeisen* der Wallgrabenbrücke in Marienburg, die 10 Öffnungen von je 18 m Weite besitzt und deren gesamte Eisenmasse etwa 260 t beträgt. Die andere Gruppe betraf *vergleichende Versuche mit Martin- und Thomasflußeisen*, wobei viele Tausend Tonnen Metall geprüft wurden.

Für das Martinflußeisen der Wallgrabenbrücke wollte man ein nicht zu weiches, aber auch nicht in bedenklichem Maße härtefähiges Metall verwenden. Bei zu weichem Metall hätten die Wandungen der Nietlöcher in der Werkstatt und auf der Baustelle ungehörig verdrückt und somit die Löcher unrund werden können. Andererseits wollte man aber über einen gewissen Kohlenstoffgehalt nicht hinausgehen, um nicht ein Metall zu erhalten, das bei unsanfter Behandlung und kalter Bearbeitung etwa Risse oder dgl. davon tragen könnte. Eine passende obere Grenze des Kohlenstoffgehaltes wurde zu 0,20 Hundertstel angenommen. Danach wurde für die Lieferung vorgeschrieben:

⁵¹ MEHRTENS, Über die beim Bau der neuen Eisenbahnbrücken in Dirschau und Marienburg mit der Verwendung von Flußeisen gemachten Versuche und Erfahrungen. Stahl u. Eisen 1891. Nr. 9.

Tabelle 2. Festigkeitsbedingungen für Flußmetall.

	Eisensorte	Zugfestigkeit t/cm^2		Längsdehnung beim Bruche	Streckgrenze t/cm^2
		mindestens	höchstens	mindestens %	mindestens
1.	Flacheisen, Bleche und Formeisen	4,0	4,5	20	2,3
2.	Flußmetallguß	4,5	5,5	8	—
3.	Tiegelgußstahl*	6,0	—	5	—
4.	Nietflußeisen	3,6	4,0	25	—

* An Stelle des Tiegelstahles wurde geschmiedeter Martin Stahl mit bedeutend höhern Gütezahlen verwendet.

Das Flußeisen wurde nach den (seit 1886) für Schweiß Eisen geltenden »Normalbedingungen« geprüft (§ 14), aber mit der Abweichung, daß bei den Biegeproben der Winkel, den ein Schenkel des Probestreifens zu durchlaufen hat, bedeutend größer genommen wurde, als es bei Schweiß Eisen verlangt wird. Von einem Blocke jedes Satzes wurden — zu wissenschaftlichen Zwecken — *chemische* und *Schliff*proben entnommen. Außerdem wurden, um das Martinmetall gründlich kennen zu lernen, noch zahlreiche andere Proben angestellt, u. a. auch Untersuchungen der Zug- und Druckfestigkeit, Streck- und Proportionalitätsgrenze u. dgl. Die Einzelergebnisse sind in der angegebenen Quelle zu vergleichen.

Die *vergleichenden Versuche mit Thomas- und Martinflußeisen* erstreckten sich auf Festigkeits- und Bruchigkeitsproben und zwar sowohl mit einfachen Probestäben, als auch mit *gelochten*, *gebohrten* und *vernieteten* Stücken, sowie auch mit ganzen vernieteten *Vollwandträgern*. Außerdem wurden zahlreiche scharfe Schlag- und Biegeproben mit ganzen Formeisenstäben durchgeführt (Fig. 90 u. 129). Abgesehen davon, daß bei diesen Versuchen die große Überlegenheit des Flußeisens dem Schweiß Eisen gegenüber überzeugend dargetan wurde, haben sie auch dazu gedient, den Grad der Gleichmäßigkeit und Zuverlässigkeit der verschiedenen Flußeisensorten (von 3,8 bis 5,0 t/cm^2 Zugfestigkeit) festzustellen. Bei der größten Zahl der Proben ist auch die *chemische Zusammensetzung* des betreffenden Satzes festgestellt worden. Auch wurden von einzelnen Blöcken und Formeisen *Schliff*proben und deren mikroskopische Bilder angefertigt. Über die bildliche Darstellung der umfassenden Versuche ist die angegebene Quelle zu vergleichen.

Um die *Bruchigkeit* und *Sprödigkeit* des Flußmetalls zu prüfen, wurden Biegeproben durchgeführt und zwar *Kaltbiegeproben*, *Härtebiegeproben* und Biegeproben mit *verletztem Probestabe*. Dabei wurden kalte oder in Wasser von 28° C. warm abgeschreckte Längs- oder Querstreifen (unter dem Dampfhammer) zu einer *Schleife* zusammengebogen (Fig. 131, 3 u. 6). Bei der Probe mit verletztem Streifen (Fig. 131, 12) haut man in der künftigen Biegelinie mit scharfem Meißel sorgsam eine etwa 1 bis 2 mm tiefe Kerbe ein. Derartige Biegeproben mit verletztem Streifen sind schon (bei Gelegenheit des Baues der Moldau-Talbrücke bei Cervena) auf der Hütte Kladno in Böhmen angestellt worden, ebenfalls um Thomas- und Martinmetall hinsichtlich ihrer Zuverlässigkeit miteinander zu vergleichen, wobei

die Versuche zu Ungunsten des Thomasmetalls ausgefallen sind. Im Gegensatz dazu erwies sich das Thomasmetall bei den in Rede stehenden Versuchen als durchaus gleichwertig mit dem Martinmetall.

Die Versuche ergaben auch, daß die Biegeprobe mit verletztem Probestabe ein sehr geeignetes Mittel ist, um *sprödes* Metall zu erkennen. Dabei zeigte sich die *Härtebiegeprobe* mit verletztem Probestabe nicht so gefährlich, als die *Kaltbiegeprobe* nämlicher Gattung. Metall von etwas hoher Festigkeit ($4,5 \text{ t/cm}^2$)

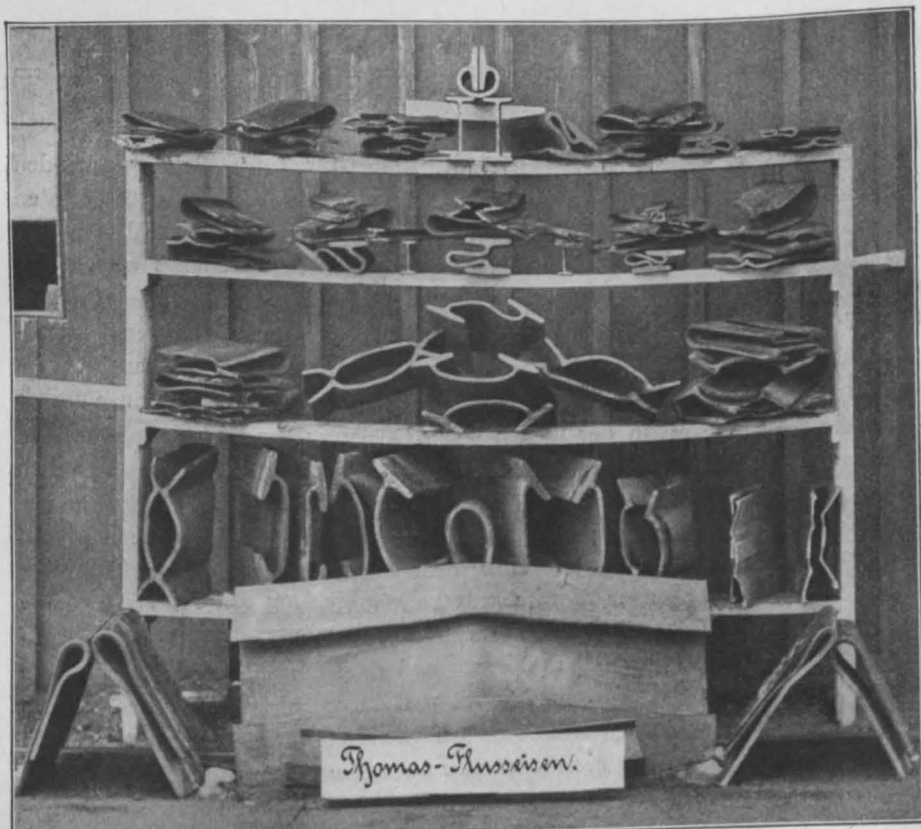


Fig. 129. Versuche mit Thomas-Flusseisen beim Bau der neuen Wechselbrücke (1889—1892).

war im allgemeinen ein wenig spröder als jenes von $3,8$ bis $4,2 \text{ t/cm}^2$ Zugfestigkeit. Während nämlich die erstgenannten Sorten schon bei unverhältnismäßig geringen Biegewinkeln unter lautem Krach (und zwar häufig neben der Kerbe) brachen, konnten die Sorten von mittlerer Festigkeit die scharfe Biegeprobe weit besser vertragen, so daß sie sich in vielen Fällen sogar — ohne zu brechen — bis auf 180° zusammen schlagen ließen. Über die Einzelheiten der mit ganzen Stäben des Flußmetalls vorgenommenen besondern Biege- und Schlagproben vgl. die Fig. 90, 129 u. 131, die an und für sich verständlich sind.

2. Die Zulassung des Thomasmetalls für die Oderbrücke in der Eisenbahn-

linie Wriezen—Jädickendorf⁵², sowie auch für die Fordoner Weichselbrücke in der Eisenbahnstrecke Bromberg-Cülmsee erfolgte auf Grund der günstigen Ergebnisse der oben beschriebenen Versuche. Der Bau der Fordoner Brücke bot besonders günstige Gelegenheit, um die Kenntnis von den Eigenschaften des Flußeisens zu erweitern. Denn bei diesem Bau kamen etwa 11 000 t Eisen zur Verwendung, wovon etwa 6000 t Thomas- und 5000 t Martinflußeisen waren. Jeder Satz des Fluß-

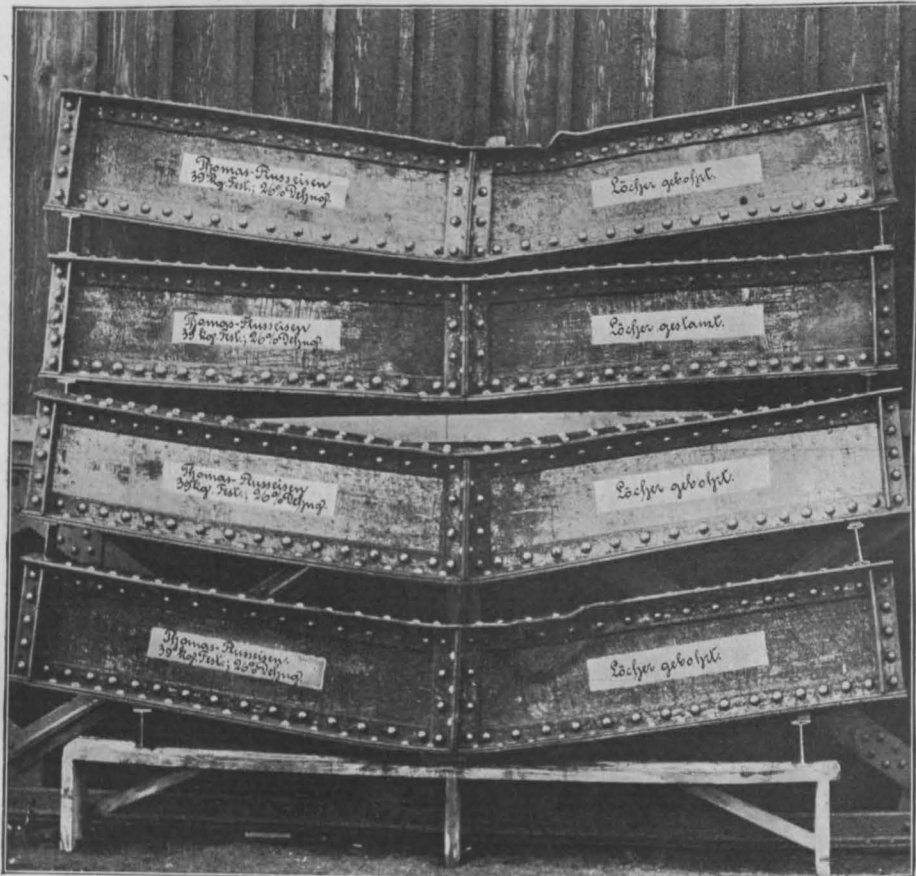


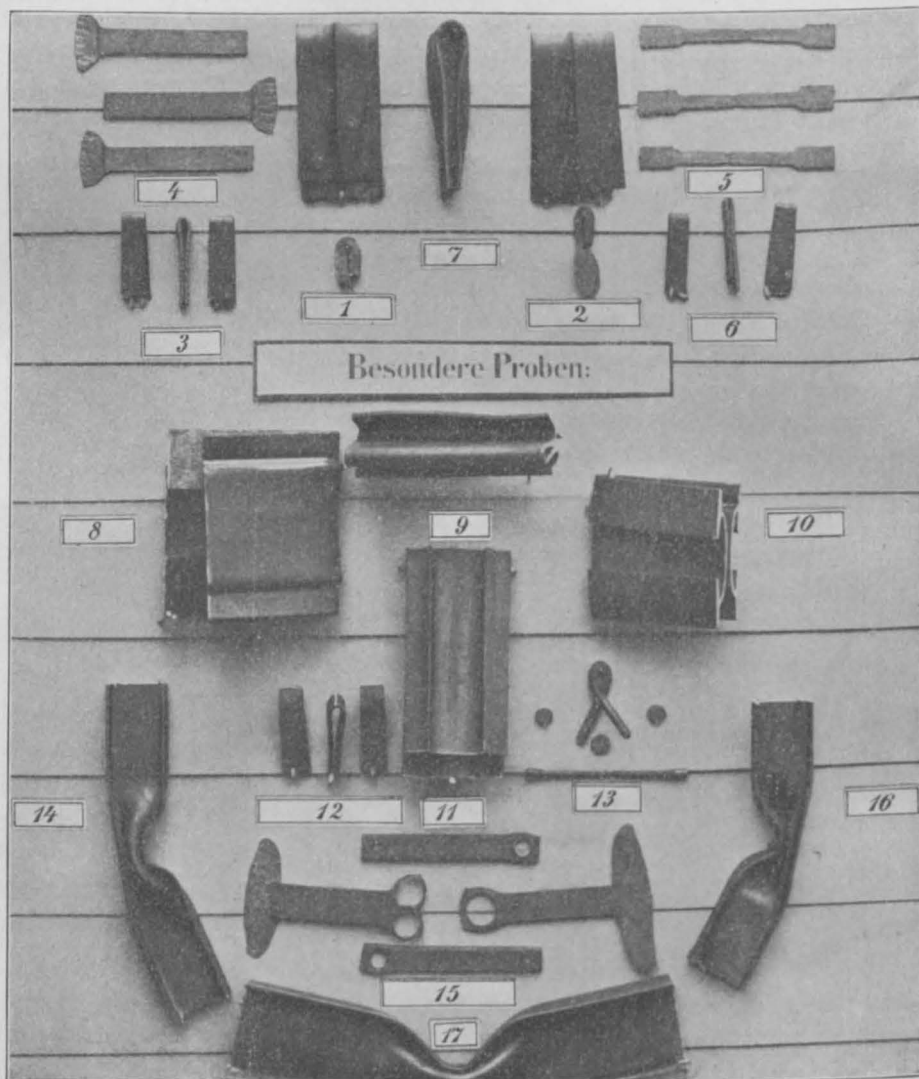
Fig. 130. Versuche mit Blechträgern aus Thomas-Flußeisen beim Bau der neuen Weichselbrücke (1889—1892).

eisens wurde auf das schärfste geprüft, in der Art wie es die Fig. 131 veranschaulicht. Abgesehen von chemischen Proben wurde das Metall in drei verschiedenen Zuständen untersucht:

1. während seiner Darstellung in der Birne (Stahlwerksvorprobe),
2. als aus der Birne gegossener Problock (Stahlwerksblockprobe),
3. als aus den Blöcken gewalzte Fertigware.

⁵² Zeitschr. des Ver. deutscher Ing. 1892. S. 87.

Einzelheiten der für das Thomaseisen sehr günstigen Versuchsergebnisse sind in der unten angezogenen Quelle zu vergleichen⁵³. Sämtliche Proben von den 300



1. Stahlwerks-Vorprobe. 2. Stahlwerks-Blockprobe. 3. Kaltbiegeproben. 4. Ausplattproben. 5. Zerreißproben. 6. Härtebiegeproben. 7. Schlagbiegeproben. 8—11, 14, 16, 17. Schlagproben und Schlagbiegeproben. 12. Kaltbiegeproben mit verletzter Haut in der Biegelinie. 13. Nieteisenproben. 15. Loch- und Ausplattproben (kalt und warm).

Fig. 131. Satzproben des Thomas-Flußeisens der Fordoner Weichselbrücke.

ersten Sätzen Thomaseisen wurden auf dem Hüttenwerke *Rote Erde bei Aachen* in übersichtlicher Weise gelagert.

⁵³ MEHRTENS, Einiges über die Prüfung des Flußeisens der Fordoner Weichselbrücke. Zeitschr. des Ver. deutsch. Ing. 1892. S. 778.

3. Um das Zustandekommen und um die strenge Durchführung der beschriebenen, gelegentlich des Baues der großen Eisenbahnbrücken in Dirschau, Marienburg und Fordon angestellten langjährigen umfassenden Versuche hat sich in erster Linie Direktor KINTZLE vom *Stahlwerk Rote Erde* bei Aachen hervorragende Verdienste erworben. KINTZLE war auch ein besonders tätiges, einsichtsvolles Mitglied jenes Ausschusses, der die in die »Normalbedingungen« aufzunehmenden neuen Prüfungsvorschriften für Flußeisen bis zur Genehmigung durch die genannten drei Körperschaften vorzubereiten hatte. Das war eine schwierige Aufgabe, weil damals nicht allein über den Wert der beiden miteinander wetteifernden Flußeisensorten — Thomas und Martin — sondern auch über die zweckmäßigste Art der Prüfung des Flußmetalls überhaupt die Meinungen noch weit auseinander gingen. Man einigte sich aber schließlich dahin, einen Unterschied zwischen Martin- und Thomasflußeisen nicht zu machen und eine *satzweise Prüfung* nicht vorzuschreiben, sondern freizustellen. Hierbei möge bemerkt werden, daß für die flußeisernen Überbauten der Fordoner Brücke eine satzweise Prüfung vorgeschrieben war, d. h. von den, einem und demselben Satze entstammenden Fertigstücken mußte mindestens ein Stück den verschiedenen Proben unterworfen werden. Deshalb hatte der Unternehmer jedes Stück, sei es Blech, Formeisen oder dergl. sofort nach erfolgter Formgebung deutlich mit der zugehörigen Satznummer zu stempeln. Auch hatte der Unternehmer dem Aufsichtsbeamten der Bauverwaltung vor der Prüfung ein Verzeichnis sämtlicher Satznummern der zur Abnahme bereiten Stücke vorzulegen. Es wurde für ausreichend gehalten, aus der Gesamtstückzahl der Lieferung je *fünf vom Hundert* für die vorgeschriebenen Proben auszuwählen. Dem Abnahmebeamten stand es aber frei, weniger Stücke oder (in außerordentlichen Fällen) auch *mehr als fünf vom Hundert* zu prüfen, wenn er dies auf Grund besonderer Wahrnehmungen für nötig hielt. Die Auswahl war aber stets derart zu treffen, daß darin *jeder Satz* mindestens mit *einem* Stücke vertreten war.

Eine derartige scharfe Prüfung war im Fordoner Falle durchaus berechtigt, weil die dortige Verwendung von Flußeisen damals in Deutschland in ihrer Art einzig dastand. In den seit 1892 geltenden »Normalbedingungen« sind dagegen folgende weniger strenge Bestimmungen enthalten:

War eine satzweise Prüfung vereinbart, so muß jedes dem Abnahmebeamten vorgelegte Stück die betreffende Satznummer tragen. Aus jedem so vorgelegten Satz dürfen 3 Stücke, höchstens jedoch von je 20 oder angefangenen 20 Stück 1 Stück entnommen und zu nachstehenden Proben verwendet werden.

War eine satzweise Prüfung nicht vereinbart, so können von je 100 Stücken 5, höchstens jedoch von 2000 oder angefangenen 2000 kg desselben Walzprofils 1 Stück zu Probezwecken entnommen werden.

Wie nach den »Normalbedingungen« die verschiedenen Festigkeits- und Bruchigkeitsproben im einzelnen durchzuführen sind, ist aus den Angaben der Tabelle 3 zu entnehmen.

Tabelle 3. Vorschriften der »Normalbedingungen« für die Prüfung von Bauwerkisen.

Die Darstellung der verschiedenen Proben und Probestücke vergl. man in der Fig. 131.

Nr.	Benennung des zu prüfenden Stückes		Zerreißproben			Biegeproben		Rotbruch- u. Stauchprobe
			Zugfestigkeit kg/mm ²		Deh- nung %	Probestäbe hellrotwarm in Wasser von 28° C abzuschrecken.		
			mind.	höchst.		mind.	Schleifen- durchmess.	
1.	Flußeisen ge- walzt. Stär- ke δ von 7 bis 28 mm	lang	37	44	20	1 δ	Keine Risse	Rotbruchprobe: Durch einen Streifen von 6 mm Dicke und etwa 40 mm Breite, rotwarm ge- schmiedet, soll rotwarm ein Lochstempel getrie- ben werden, der bei 80 mm Länge oben 30 mm, unten 20 mm Durchmesser hält. Dabei dürfen im Streifen keine Risse auftreten.
		quer	36	45	17	2 δ	Nur unwesent- liche Ober- flächenrisse	
2.	Rundeisen der Nie- te und Schrauben aus Flußeisen		36	42	22	0,5 δ	Keine Risse	Stauchprobe: Rundeisen von 2 δ Länge rotwarm auf $\frac{2}{3} \delta$ stauchen, ohne daß Risse auftreten.
			Vgl. Nr. 5 in Fig. 131			Vgl. Nr. 13 in Fig. 131		
3.	Flußstahl gegos- sen oder ge- schmiedet*		45	60	10	Gußeisen: Ein unbear- beiteter Stab quadrati- schen Querschnittes, $F = 900 \text{ mm}^2$, und auf 1 m Länge frei gestützt, soll, ehe er bricht, in seiner Mitte allmählich bis 450 kg aufnehmen können.		* Für gegossene und nachträglich geschmiedete Flußstahlstücke können weit höhere Zahlen für Festigkeit und Dehnung verlangt werden.
4.	Gußeisen		12	—	—			

Den Wortlaut der »Normalbedingungen« vergl. man im Anhang (§ 14); be-
sonders über das Prüfungsverfahren im allgemeinen, sowie auch über die Prü-
fung von Schweißisen und Gußeisen.



Fig. 132. Verkehr auf der Londonbrücke über die Themse in London.

§ 3. Belastungen und zulässige Spannungen des Überbaues.

20. Die verschiedenen Arten der Belastungen und Spannungen.

1. Es kommen hier nur diejenigen Belastungen in Betracht, die bei der statischen Berechnung des eisernen Überbaues berücksichtigt werden müssen. Diese Lasten wirken (St. I. 10) entweder *ständig*, d. h. ununterbrochen, oder sie wirken nur zeitweise, im regelmäßigen oder unregelmäßigen Wechsel, also *veränderlich*. Ständig wirkt das *Eigengewicht* des eisernen Überbaues. Die veränderlichen Lasten sind 1. die *Verkehrslasten*, die aus einem Verkehre von Menschen, Tieren und Fahrzeugen entstehen und 2. *zufällige* Lasten, die wie Stürme, Winde, Schneefälle, Temperaturwechsel natürlichen Ursachen entspringen. Eigengewicht und Temperatur wirken als *Massenkräfte*; alle übrigen Lasten wirken als *Oberflächenkräfte*. Findet die Berührung einer Last mit der Oberfläche — abgesehen von der elastischen Formänderung der dabei sich berührenden Körperteile — in einem mathematischen Punkte statt, so bezeichnet man die betreffende Last als *Einzellast*.

Die Hauptrichtung aller Lasten ist die Lotrechte, weshalb in der Regel die Hauptteile eines Überbaues (Hauptträger usw.) lotrecht stehen, um deren Gleichgewichtslage mit den einfachsten Mitteln aufrecht erhalten zu können.

Die *Windkräfte* und auch gewisse Seitenkräfte (wie *Fliehkräfte* und *Bremskräfte*), die bei der Bewegung von Verkehrsfahrzeugen entstehen, wirken in *wagerechter* oder nahezu wagerechter Ebene. Die *Temperaturkräfte* allein sind an keine

Richtung gebunden (St. I. 8). Sie verursachen eine mechanische Arbeit der Moleküle eines jeden Tragwerkstabes, die sich unter gewissen Bedingungen in Spannungen umsetzt (St. III. 33).

2. In den Vorlesungen über Statik sind bei den Fachwerken *Grundspannungen*, *Nebenspannungen* und *Zusatzspannungen* unterschieden worden (St. I. 16, c und St. III. 56, a). *Grundspannungen* bedeuten reine Achsenspannungen, verursacht von den Achsenkräften der geraden Stäbe, wobei diese als unter ihrer Belastung *gerade bleibend* gedacht werden. *Nebenspannungen* haben folgende Hauptursachen:

1. Das Vernachlässigen des Eigengewichteinflusses insoweit, als das Gesamtgewicht eines Fachwerkes nur in den Knoten angreifend gedacht wird, während doch auch jeder Stab an sich sein Gewicht zu tragen hat, wodurch sich seine gerade Achse krümmt, oder wenn seine Achse (ausnahmsweise) krumm ist, eine andere Krümmung annimmt;

2. Das Fehlen der bei der Berechnung der Grundspannungen vorausgesetzten *reibungsfreien* Knotengelenke. Genietete Knoten sind wie Einspannungen zu betrachten und auch bei Bolzenknoten tritt während der Belastung kein reibungsloses Drehen der Stäbe um ihr Bolzenmittel ein (St. III. 56).

Zusatzspannungen entspringen aus *zufälligen Ursachen* während der Bearbeitung der Überbauteile in der Werkstatt und bei der Herstellung des Überbaues auf der Baustelle (St. III. 34). Zusatzspannungen entziehen sich daher jeder Berechnung. Sie können nur von Fall zu Fall geschätzt werden. Dagegen ist die Berechnung der Nebenspannungen wohl möglich, wenn auch sehr umständlich. Auch gelingt sie nur unter Annahmen, die in einem eisernen Überbau nicht immer voll erfüllt werden. Darüber ist St. III. 10 zu vergleichen.

In den ersten Entwicklungsstufen des Eisenbrückenbaues beachtete man Nebenspannungen überhaupt nicht. Der Not gehorchend, gestaltete man damals die Trägerberechnungen so einfach wie nur möglich und legte dabei die Gelenkbolzenknoten der ältern Trägersysteme zugrunde (II. 10). Als man dann später in Europa zum Bau der durchweg vernieteten Eisenbrücken überging, behielt man die einmal eingeführte bequeme Berechnung (unter der Voraussetzung reibungsloser Knotengelenke) bei. Die rechnerische Untersuchung über die dabei begangenen Fehler begegnete damals noch großen Schwierigkeiten, so daß Jahrzehnte vergingen, ehe die Frage der Berechnung der Nebenspannungen ihre Lösungen fand (St. III. 65, b). Aber auch heute werden Nebenspannungen im praktischen Leben wohl nur ausnahmsweise berechnet. In der Regel begnügt man sich damit, die zulässige Spannung für die von Nebenspannungen besonders heimgesuchten Teile nach Gutdünken zu ermäßigen, oder man schätzt die Größe der Nebenspannungen in Hundertsteln der *Grundspannungen* und erhöht diese um ebensoviel.

Das Aufdecken und Aufhellen des vor etwa vier Jahrzehnten noch dunkeln Gebietes der Nebenspannungen hat die Weiterentwicklung der Trägerformen und ihrer baulichen Einzelheiten sehr günstig beeinflusst, insofern als man seitdem bestrebt bleibt, durch geeignete Wahl von Stabquerschnitten einfache Wandgliederungen und einfache, zweckmäßig ausgebildete Stabanschlüsse in den Knoten der Fach-

werke deren Nebenspannungen möglichst zu vermindern. In welcher Weise das heute geschieht, wird im zweiten Bande näher dargelegt werden.

21. Die Eigengewichte.

1. Gewöhnlich wird angenommen, daß sowohl das Eigengewicht der Hauptträger, als auch der Fahrbahn und der Seitenverbände *gleichmäßig* über die Stützweite verteilt ist. Das ist bequem für die Rechnung und stimmt für Fahrbahn mit Seitenverbänden auch in der Regel genau genug. Bei der Berechnung von weitgespannten Überbauten, deren Eigengewichtswirkung den Einfluß der Verkehrslasten weit überwiegt, fällt aber das Eigengewicht nicht für jedes Trägerfeld gleich groß aus. Deshalb sollte man die Art der Verteilung des Hauptträgergewichtes für jede Feldweite im voraus schätzungsweise möglichst genau bestimmen. Besonders notwendig erscheint diese Forderung für weitgespannte Bogen- und Hängebogenträger, weil bei solchen das Eigengewicht des Bogens von ausschlaggebender Bedeutung für die Ermittlung der günstigsten Führung der Bogenachse ist (St. II. 38 und III. 48).

Bei der Verteilung des Eigengewichtes auf die Hauptträgerknoten der Fachwerke wird der Querschnitt jedes einfachen Stabes auf seiner ganzen Länge überall gleich angenommen (St. II. 16). Somit entfällt auf jeden Stabknoten unmittelbar das halbe Stabgewicht. Bei einfachen Balkenträgern sind auch die Stabquerschnitte von Obergurt und Untergurt nicht wesentlich voneinander verschieden. Deshalb verteilt man das Eigengewicht des Trägers in jedem Trägerfelde je zur Hälfte auf die Knoten des Ober- und Untergurtes. Das Eigengewicht der Fahrbahn überträgt sich dagegen allein auf die Knoten des Lastgurtes (St. II. 1, c). Ebenso lasten Seitenverbände u. dgl. allein in demjenigen Gurte, mit welchem sie unmittelbar verbunden sind.

2. Beim Vorentwurfe eines Überbaues pflegt man die Eigengewichtszahlen aus Tabellen zu entnehmen, die auf Grund besonderer Berechnungen und unter Benutzung der gegebenen Gewichte von ausgeführten Eisenbrücken aufgestellt worden sind. Die neusten Tabellen dieser Art sind im *Anhange* § 13 unter Angabe der Quellen übersichtlich zusammengestellt. Sie sind für Eisenbahn- und Straßenbrücken getrennt gehalten und so angeordnet, daß daraus sowohl das Gewicht der *Hauptträger*, als auch dasjenige der *Fahrbahn* und der *Seitenverbände* usw. entnommen werden kann. An dieser Stelle sollen nur einige allgemeine Bemerkungen darüber Platz finden.

Das *Fahrbahngewicht* ist von der Größe der Verkehrslasten (22), sowie auch von der Stützweite l und der Breite b der Brücke (42, 43) abhängig. Es setzt sich bei Eisenbahnbrücken zusammen aus dem *Oberbau* der Bahn (mit Belag und Geländer) und dem aus Querträgern und Längsträgern gebildeten *Bahngerippe*. Gewichte der Fußwege und Betriebsstege, die man in der Regel außerhalb der Hauptträger anbaut, werden meist besonders berechnet.

Das *Hauptträgergewicht* ist von der Stützweite l abhängig. SCHWEDLER⁵⁴ kleidete das Gewicht g für 1 m der Stützweite l der Hauptträger in die Formel:

⁵⁴ Zeitschr. für Bauwesen. 1861—1863.

$$g = \left(\frac{a + p}{c - l} \right) l, \text{ in t/m.} \quad (1)$$

Darin bedeuten für 1 m Stützweite:

a : das *Fahrbahngewicht*;

p : den sog. *Belastungsgleichwert* für die Verkehrslast (St. II. 5 d);

c : einen Festwert, der für Parallelträger gleich 230 und für Träger mit einem oder zwei gekrümmten Gurten gleich 250 gesetzt werden darf.

Der wichtigste Wert der SCHWEDLER-Formel ist der *Belastungsgleichwert* p . Man vergleiche zuerst, was (unter St. II, 5 d) darüber gesagt worden ist. Alle p -Werte aus älterer Zeit, wo die *Verkehrslasten* auf andern Grundlagen berechnet wurden als heute, haben keine Bedeutung mehr. Trotzdem werden zuweilen auch heute noch die von WINKLER seinerzeit berechneten Gleichwerte benutzt, was selbstredend unzulässig ist. Der Weg aber, auf welchem WINKLER⁵⁵ seine Gleichwerte erhalten hat, ist auch heute noch gangbar. Wie man auf diesem Wege, unter Beachtung der *heute gebräuchlichen* Verkehrslasten (22) zu passenden Gleichwerten kommen kann, soll jetzt gezeigt werden.

3. Es kommt zuerst darauf an, einen allgemeinen passenden analytischen Ausdruck für p zu finden. WINKLER leitete einen solchen mit Hilfe einer Einflußlinie ab. Bezeichnet man deren Ordinaten mit y , so ist die Summeneinflußgröße Z für einen Lastenzug (St. II. 6) mit

$$Z = \sum P y$$

anzuschreiben, wenn P die Größe irgend eines der Achsdrücke des Zuges vorstellt. Für den Belastungsgleichwert p , der die gleiche Summeneinflußgröße wie der Lastenzug liefern soll, erhält man

$$Z = p \cdot F,$$

worin F den Inhalt der Einflußfläche bezeichnet. Daraus folgt

$$p = \frac{\sum P y}{F} = \frac{\sum P y}{\int y dx}. \quad (2)$$

Diese Gleichung gilt für jede beliebige Art der Einflußgröße. Im vorliegenden Falle der SCHWEDLER-Formel für einfache Balkenträger wird man sie am bequemsten auf die *Stützenkraft* beziehen. Die Einflußfläche der Stützenkraft (St. II. 5 a) bildet aber ein Dreieck, dessen Grundlinie gleich der Stützweite l und dessen Höhe gleich der »Einheit« der wandernden Einzellast ist. Das gibt die Beziehungen

$$F = \frac{1 \cdot l}{2}$$

und

$$Y = \frac{1 \cdot x}{l},$$

worin die Abszissen vom Nullpunkt der Einflußlinie aus gerechnet werden. Danach geht Gl. (2) in

⁵⁵ WINKLER, Über die Belastungsgleichwerte der Brückenträger. Berlin 1884.

$$p = \frac{2}{l^2} \sum Px \quad (3)$$

über. Mit Hilfe der Gl. (3) lassen sich die p für beliebige Stützweiten graphisch darstellen. Das gibt einen krummen Linienzug, den man genau genug durch einen passenden *gebrochenen Geradenzug* ersetzen darf. Für den im Anhang § 13 gegebenen Lastenzug sind danach die Brechpunkte des Geradenzuges mit 25 m und 40 m gefunden und folgende drei Gleichungen für den Belastungsgleichwert erhalten worden:

Tabelle 4. Belastungsgleichwerte einfacher Balkenträger.

Grenzen der Stützweiten l in m	Belastungsgleichwerte p in Tonnen
10—25	$10 - \frac{29}{l}$
25—40	$2,74 + \frac{142}{l}$
40—150	$3,58 + \frac{108}{l}$

Danach ist für das Eigengewicht verschiedener Trägerarten mit Hilfe der SCHWEDLER-Formel eine Tabelle berechnet worden, die im *Anhang* § 13 zu vergleichen ist.

22. Die Verkehrslasten der Eisenbahnbrücken.

Es handelt sich hier um *Hauptbahnen* und *Nebenbahnen*. Vorangestellt sind die Vorschriften für Hauptbahnen. Am Schlusse des Absatzes 22 ist dann das Nötige über Nebenbahnen hinzugefügt.

1. Die geschichtliche Entwicklung des Eisenbahnwesens zeigt in jedem Lande der Welt ein dessen natürlichen Verhältnissen entsprechendes besonderes Bild, wenn es auch im Laufe der Jahrzehnte hüben und drüben nicht an Bestrebungen gefehlt hat, im Bau und Betriebe der Eisenbahnen gewisse einheitliche Bestimmungen durchzuführen. In erster Linie sind hier zu nennen die Bestimmungen des Deutschen Reiches und des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen⁵⁶. Leider fehlen aber bis heute in Deutschland noch einheitliche Vorschriften über die wichtigsten Berechnungsgrundlagen für eiserne Brücken, also über *Belastungen* und *zulässige Spannungen*. Jeder Bundesstaat arbeitet hierbei nach eigenen Rezepten und einige der darin enthaltenen Bestimmungen sind veraltet oder wenig einfach, so daß es not täte, wenn von berufener Seite versucht würde, hierin einmal gründlich Wandel zu schaffen. Ähnlich liegt die Sache im Straßenbauwesen. Dort gibt es keinerlei einheitliche Vorschriften: Jede Stadt, jedes Land, ja man darf wohl sagen, jeder Ingenieur rechnet so, wie es ihm gut dünkt. Man vergleiche dagegen die im Anhang (§ 13 u. 14) *gegebenen amerikanischen Vorschriften* über den gleichen Gegenstand, um zu erkennen, daß Deutschland hierin gegenüber Nordamerika bedeutend im Rückstand geblieben ist.

⁵⁶ HÜTTE, 19. Auflage. 1905. II. Abt. S. 495.

Aus den bereits im Vorworte angegebenen Gründen verzichte ich darauf, alle über Belastungen in deutschen und andern Staaten geltenden Vorschriften hier vorzuführen. Mir ist es hauptsächlich nur darum zu tun, meinen Lesern zu zeigen, aus welchen allgemeinen Forderungen etwaige Vorschriften über das Festsetzen der für Brückenberechnungen anzunehmenden Verkehrslasten entwickelt werden müßten. Bei den dazu notwendigen Darlegungen setze ich die Kenntnis des Inhaltes der Nummern 10 bis 12 des ersten Bandes meiner »Statik« voraus. Unter »Ruhelasten« verstehe ich die für den Ruhezustand eines Zuges berechneten Achsdrücke.

Als Grundlage für die Festsetzung stelle ich folgenden Leitsatz voran: *Für die Berechnung der Hauptträger gelten diejenigen Ruhelasten, die im regelmäßigen Betriebe auf der Brücke verkehren. Ungünstige Belastungen, die nur ausnahmsweise, z. B. im Kriege oder unter besondern Umständen vorkommen, sind außer acht zu lassen. Für die Fahrbahnberechnungen können Ausnahmebelastungen eingeführt werden.*

Dynamische Lastwirkungen sind zu schätzen und von Fall zu Fall durch entsprechende Bemessung des Sicherheitsgrades zu berücksichtigen.

Ausnahmebelastungen — wozu ich auch mehr als zwei Lokomotiven hintereinander, sowie auch Kopf vor Kopf (Brust an Brust) stellen zweier Lokomotiven rechne — können in den Hauptträgern größere Spannungen verursachen, als die regelmäßigen Betriebslasten. Je größer aber die Stützweite ist, desto kleiner wird die durch jene Lasten herbeigeführte Spannungserhöhung (St. I. 12). Es ist daher zu raten, die Möglichkeit der Vergrößerung der Betriebslasten in Ausnahmefällen durch zweckmäßiges Abmessen des Sicherheitsgrades (St. I. 7 und 12) der davon betroffenen Hauptträgertheile in Rechnung zu stellen. Das vereinfacht den Gang der Rechnung.

Während durch Ausnahmebelastungen mit wachsender Stützweite die Spannungen in den Hauptträgern immer weniger erhöht werden, kann bei der Fahrbahn das Gegenteil eintreten. Im Bahngerippe, also den Quer- und Längsträgern, werden die erwähnten Spannungserhöhungen im allgemeinen mit der Stützweite der Brücke wachsen, wenn auf der Brücke ausnahmsweise Züge mit größeren Achslasten oder kleineren Achsabständen verkehren, als sie in dem für die Hauptträger geltenden Zuge vorkommen. Außerdem hat das Bahngerippe die Verkehrslasten unmittelbar aufzunehmen, also unter deren dynamischen Einflüssen (29) schwerer zu leiden, als die Hauptträger. Das sind die wesentlichen Umstände, die dahin geführt haben, für die Berechnung des Bahngerippes ausnahmsweise schwere Einzellasten einzuführen. Das ist zuerst in Frankreich geschehen⁵⁷. Dort ist die Wirkung einer einzigen 20^t schweren Achse zu untersuchen und die erzielte Spannung dem Entwurfe zugrunde zu legen, falls sie größer ausfällt als die durch die gefährlichsten Lastlagen des Betriebszuges erzeugte Spannung.

⁵⁷ Ponts métalliques. Proscriptions relatives aux calculs, à la surveillance et à l'entretien des ponts métalliques, en France et dans différents pays d'Europe. Revue générale des chemins de fer. 1891. S. 247—292. — MEHRTENS, Bemerkungen zu den neuen französischen Vorschriften über den Bau und die Prüfung eiserner Brücken. Zeitschr. des Ver. deutsch. Ing. 1892. S. 659.

Für die mit meinen Vorlesungen verbundenen Übungen benutze ich bis auf weiteres die durch den Erlaß des preußischen Ministers der öffentlichen Arbeiten (vom 1. Mai 1903) für Hauptbahnen gegebenen Vorschriften⁵⁸, die im zweiten Bande meiner »Statik« (unter 68) mitgeteilt worden sind. Das Wesentliche aus diesen Vorschriften wird im Anhang (§ 13) wiedergegeben. Zu erwähnen bleibt noch eine zweckmäßige Vorschrift für die schweizerischen Bahnen. Danach sollen für die Hauptträger mit Stützweiten kleiner 15 m und für das Bahngerippe die sonst geltenden Achslasten um einen gewissen Bruchteil erhöht werden, dessen Größe mit der Abnahme der Stützweite wächst.

2. Eine besondere Schwierigkeit bei der Festsetzung der Größe der Berechnungslasten macht die notwendige Forderung, daß der Sicherheitsgrad des Überbaues im Laufe einer längeren Zeitspanne sich nicht verringern darf. Die Forderung wäre leicht zu erfüllen, wenn die Betriebslasten der Eisenbahnzüge ihrer Lage und Größe nach in der gleichen Zeitspanne unverändert blieben. Beim Entwerfe und bei der Herstellung einer Brücke läßt sich aber kaum übersehen, wie groß jene Zeitspanne etwa sein wird. Deshalb steht man heute meist vor der Frage: *Auf welche Weise sichert man am besten den dauernden Bestand einer Brücke?* Daß das in verschiedener Weise geschehen kann, liegt auf der Hand: Man kann entweder die Brücke für diejenigen Betriebslasten berechnen und ausgestalten, die zur Zeit ihrer Herstellung gebräuchlich sind, oder man kann in Voraussicht einer baldigen Vergrößerung der Lokomotiven- und Wagengewichte die Berechnungslasten von vornherein um gewisse Bruchteile größer annehmen, als sie wirklich sind. Im ersten Falle würde die Brücke, sobald diese Erhöhung eintritt, an Sicherheit einbüßen. Sie müßte deshalb rechtzeitig verstärkt werden. Das hätte immer (unter schwierigen Verhältnissen und in beschränkter Arbeitszeit) während ihres Betriebes zu geschehen, wodurch die Kosten der Verstärkungen entsprechend hoch ausfallen würden. Im andern Falle käme man zwar nicht in eine solche Zwangslage, aber man würde von vornherein viel mehr Geld für den Bau der Brücke ausgeben, als im ersten Falle.

Ließe sich nun die Zeitspanne, innerhalb welcher eine Erhöhung der Verkehrslasten zu erwarten stände, einigermaßen sicher übersehen, dann wäre die oben gestellte Frage durch ein Rechenexempel zu lösen: Man brauchte dann nur für beide Möglichkeiten Kostenanschläge zu machen und den Entwurf nach dem billigsten Anschlage auszuführen. Einen ungefähren Anhalt dafür, innerhalb welcher Grenzen etwa in Zukunft die Vergrößerung der Zuglasten der Hauptbahnen sich bewegen würden, erhält man aus der Betrachtung der geschichtlichen Entwicklung der Eisenbahnen. Gewichtserhöhungen, wie sie im Jahrzehnt von 1830—1840 vorgekommen sind, nämlich Verdreifachung des Gewichtes der Lokomotive bei etwa zehnfacher Steigerung ihrer Leistung, sowie Vergrößerung des Zuggewichtes um das Zwanzigfache werden sich aller Wahrscheinlichkeit nach niemals wiederholen⁵⁹. In den letzten fünfzig Jahren erhöhte sich in Deutschland der Achsdruck der Lokomotive nur

⁵⁸ Vorschriften für das Entwerfen der Brücken mit eisernem Überbau auf den preußischen Staatseisenbahnen 1903.

⁵⁹ MEHRTENS, Eisen und Eisenkonstruktionen usw. 1887. S. 36.

noch von etwa 13^t auf 16^t , des Tenders von etwa 9^t auf $13,5^t$ und der Güterwagen von etwa 8^t auf 12^t . Der Achsdruck der Lokomotiven darf nach den deutschen Normen heute nicht mehr als 16^t betragen. Die neueste große Schnellzuglokomotive von MAFFEI in München, die 1906 in Nürnberg ausgestellt war und mit 150 km Geschwindigkeit in der Stunde fahren kann, überträgt die in der Fig. 133 angegebenen Gewichte.

Dagegen geht der größte Achsdruck nordamerikanischer Lokomotiven heute bereits bis 25^t , in England bis 20^t . Fig. 134 gibt die Radstände und Achslasten der zurzeit schwersten nordamerikanischen Lokomotive von 228^t Dienstgewicht.

Es ist nach obigem wohl einleuchtend, daß viele ältere im 19. Jahrhundert gebaute Eisenbrücken ihrer unzureichend gewordenen Tragkraft wegen schon frühe haben beseitigt, oder doch umgebaut, mindestens aber haben verstärkt werden

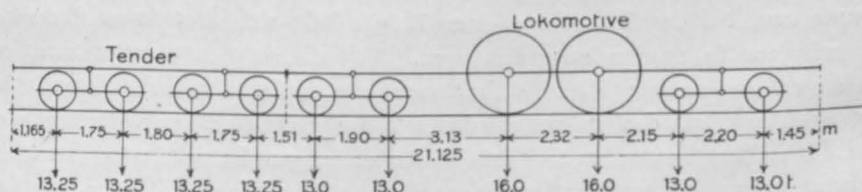


Fig. 133. Schnellzugmaschine von MAFFEI in München.

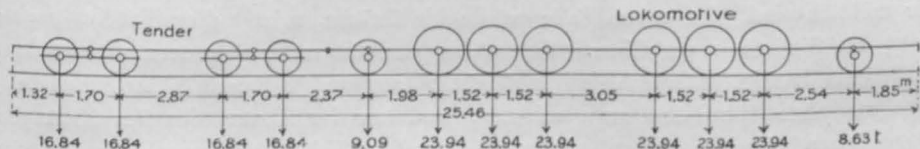


Fig. 134. Die schwerste Schnellzugmaschine (von MALLET) in Amerika.

mtissen. Näheres darüber wird der III. Band dieser Vorlesungen enthalten. Bei den ausgeführten Verstärkungen hat man manche Erfahrungen gesammelt, die heute, bei der Beantwortung der oben gestellten Frage, mit Nutzen zu verwerten sind. Namentlich hat man in vielen Fällen (leider zu spät) erkannt, wie es vorteilhaft gewesen wäre, wenn man das ältere, unsicher gewordene Tragwerk einfach ganz beseitigt und an seiner Stelle einen neuen Überbau eingeschoben hätte. Durch ein solches Verfahren hätte man dann nicht allein eine längere Betriebsstörung vermieden, sondern auch an Kosten gespart.

Nach allem Gesagten ist es zu verstehen, warum heute viele Verwaltungen geneigt sind, die Berechnungslasten für den Neubau einer Eisenbahnbrücke höher anzusetzen, als die Ruhelasten des regelmäßigen Betriebes. Nach den erwähnten Vorschriften der Preußischen Staatsbahnen werden für die Zuglokomotiven Achsdrücke von 17^t und für Tender und Wagen von 13^t vorgeschrieben, während dafür nach den »Technischen Vereinbarungen« des Vereins Deutscher Eisenbahn-Verwaltungen (zu denen auch die Preußischen Staatsbahnen gehören) für Loko-

motiven 16^t, für Tender 13^t und für Wagen 9^t ausreichend gewesen wären. Die deutschen Reichseisenbahnen schreiben (seit 1897) bereits einen Lokomotivachsdruk von 18^t vor. Wie sich diese wichtige Angelegenheit weiter entwickeln wird, ist zur Zeit kaum zu übersehen. Es wäre aber sehr zu wünschen, daß dabei künftig nicht jede Verwaltung allein für sich ginge, sondern daß endlich einmal Sachverständige aller beteiligten deutschen Kreise zusammentreten möchten, *um die Schaffung einheitlicher Vorschriften anzubahnen und nicht allein für die Belastungsannahmen, sondern auch für die damit innig zusammenhängenden Annahmen über die zulässigen Spannungen.*

3. Für in *Nebenbahnen* liegende Eisenbahnbrücken gelten im allgemeinen ähnliche Vorschriften, wie bei Hauptbahnen. Das Nähere darüber ist im Anhang (§ 13) angegeben. Vollspurige Nebenbahnen, deren künftiger Betrieb als Hauptbahnen wahrscheinlich ist, werden in Sachen der Brückenberechnung schon zweckmäßig von vornherein als Hauptbahnen behandelt.

23. Zusätze über Belastungsgleichwerte und Belastung von Einflußflächen.

1. *Belastungsgleichwerte* (St. I. 5, b) an Stelle der Achsbelastungen einzuführen, empfiehlt sich wohl für die Bildung von Eigengewichtsformeln (21), viel weniger aber für statische Brückenberechnungen. Für einzelne Nahrungsrechnungen mag es bequem sein, irgend eine gefährliche Lage des Lastenzuges durch eine stetig verteilte Belastung zu ersetzen, deren Wirkung derjenigen des Lastenzuges gleichwertig ist. Solche Belastungsgleichwerte sind aber nicht für *alle* Trägerschnitte zu gebrauchen, nicht einmal zugleich für ein Moment oder eine Querkraft. Deshalb erscheint es nicht ratsam, auf die Ermittlung von Belastungsgleichwerten hier näher einzugehen. Wer die neuern Berechnungsarten und namentlich die Theorie der *Einflußflächen* kennt, bestimmt den Grenzwert irgend einer Stabkraft oder Spannung bequemer, rascher und genauer für einen Lastenzug als für stetige Lasten, deren Größe dazu in vielen Fällen erst noch berechnet werden muß. Werden die obigen Grenzwerte mit Hilfe von Einflußflächen ermittelt, so wäre es geradezu unverständlich, wenn man an Stelle der Einzellasten deren Belastungsgleichwerte setzen wollte, weil diese doch genau genug nur aus der gefährlichsten Stellung des Lastenzuges berechnet werden können.

Einige Angaben über Belastungsgleichwerte enthält Tabelle 4.

2. Bestimmungen darüber, in welcher Weise *Einflußflächen* belastet gedacht werden müssen, um die wirklich im regelmäßigen Betriebe eintretenden Grenzwerte von Stabkräften oder Spannungen zu erhalten, erscheinen nicht überflüssig. Es würde im allgemeinen falsch sein, wenn man dabei immer — wie es nach den preußischen Vorschriften als richtig erscheinen könnte — zwei Lokomotiven mit einer *unbeschränkten* Zahl angehängter Güterwagen annehmen wollte, ganz abgesehen davon, daß für alle Sorten von Zügen die Höchstzahl der angehängten Wagen vorgeschrieben ist⁶⁰. Das ist leicht einzusehen.

Eine Einflußfläche habe z. B. eine positive und eine negative Teilfläche. Dann

⁶⁰ HÜTTE, 19. Auflage. Abt. II. S. 511.

erscheint der positive Grenzwert, wenn *allein* die positive Teilfläche belastet wird. Ist nun z. B. die Länge dieser Teilfläche nicht größer als die Länge *einer* Zuglokomotive, so darf auch nur *eine* solche als Belastung angenommen werden. Denn im regelmäßigen Betriebe verkehren sowohl Einzellokomotiven mit Tender als auch längere Züge. Das Gefährlichere ist aber im vorliegenden Falle die Einzellokomotive ohne angehängte Wagen.

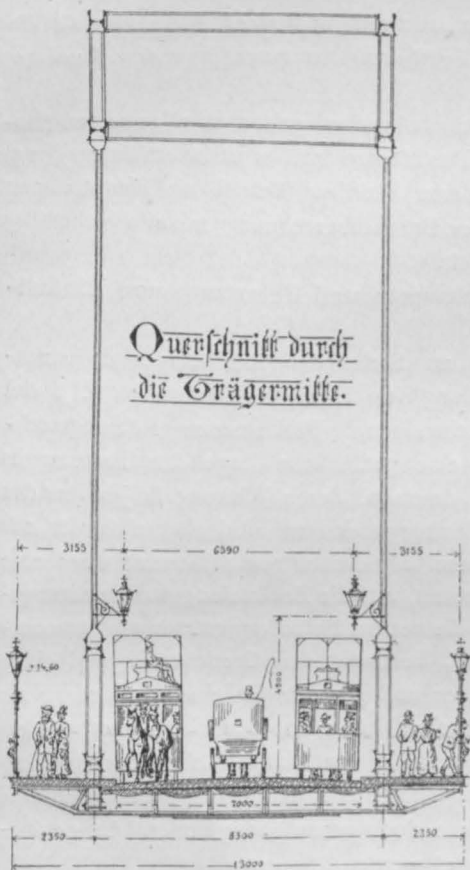


Fig. 135. Belastung der Fahrbahn einer Straßenbrücke.

Besteht eine Einflußfläche aus mehr als zwei Teilflächen (St. II. Fig. 113, 114, 120, 123), so ist wohl zu überlegen, wie man sie belasten muß, um beide Grenzwerte richtig zu erhalten. Es müssen dabei alle im regelmäßigen Betriebe möglichen Zugstellungen und Zuglängen berücksichtigt werden, also sowohl die Fahrt von Einzellokomotiven, als auch von zwei Lokomotiven, sowie auch eines Zuges von beliebig *kleiner* Länge. Auch wird es sich fragen, ob dabei nicht die Möglichkeit der Belastung von zwei getrennten (positiven oder negativen) Teilflächen vorgesehen werden soll.

Aus gleichen Gründen entsteht auch noch die Frage, wie es in ähnlichen Fällen mit der Behandlung der Einflußflächen *zweigeleisiger* Brücken gehalten werden soll. Als selbstverständlich gilt dabei die Möglichkeit, daß sich auf der Brücke *zwei* Züge begegnen. Dann wird die ungünstigste Stellung der beiden Züge gegeneinander zu ermitteln sein. Hat also die Einflußfläche zwei Teilflächen, so ist immer nur eine derselben von

beiden Zügen zu belasten, während bei drei Teilflächen (von denen eine positiv, die beiden andern negativ sind) der positive Grenzwert aus der Belastung der positiven, der negative dagegen aus der entsprechenden Belastung der *beiden* negativen Teilflächen zu ermitteln sein wird, usw.

24. Die Verkehrslasten der Straßenbrücken.

1. Wenn man bei der Berechnung der Straßenbrücken nach gleichen Grundsätzen wie bei den Eisenbahnbrücken verfahren will, so muß man einerseits *Hauptträger* und *Fahrbahnen* je für sich behandeln und andererseits nur diejenigen Belastungen zugrunde legen, die im *regelmäßigen Betriebe* der Brücke vorkommen

(Fig. 135). Außerdem wird noch zu beachten sein, daß je nach der Bedeutung der Brücke, also nach der Größe und Häufigkeit ihres Verkehrs, gewöhnlich drei Brückenklassen unterschieden werden: für *Hauptstraßen*, *Nebenstraßen* und *Feldwege* oder dergl. Danach wären Fußsteige allein für *Menschengedränge* zu berechnen, bei allen übrigen Brückenarten müßte aber noch untersucht werden, welche der möglichen, regelmäßig wiederkehrenden Belastungen für die betrachteten Brückenteile die gefährlichsten wären. In erster Linie kämen dann die Verkehrsfahrzeuge in Betracht, als *Fuhrwerke aller Art* (vom leichtesten bis zum schwersten), *Pferdebahnwagen*, *elektrische Bahnwagen*, *Straßenwalzen* mit und ohne *Dampftrieb*, Automobile u. dgl. In zweiter Linie wäre erst *Menschengedränge* zu berücksichtigen. Manche Verwaltungen rechnen zur Verkehrslast auch noch eine gewisse *Schneehöhe* (etwa 75 kg/m^2). Man sieht daraus, wie die Berechnung einer Straßenbrücke verhältnismäßig sehr viel Überlegung und Arbeit mehr kostet, als die Berechnung einer Eisenbahnbrücke, deren Lasten eine gebundene Marschrichtung haben, während auf manchen Straßenbrücken verschiedenerlei Belastungskörper wild durcheinander kreuzen.

2. In älterer Zeit berechnete man die meisten Straßenbrücken allein auf Belastung durch *Menschengedränge*. In neuerer Zeit verlangt man aber in der Regel auch zu wissen, ob nicht die Achslasten der Verkehrsfahrzeuge nebst den zugehörigen Motoren, bei ihrer ungünstigsten Stellung größere Spannungen in den betrachteten Überbauteilen erzeugen können, als das *Menschengedränge*, und zwar sowohl in den Hauptträgern als auch in den Fahrbahnteilen. Allerdings wird bei Brücken größerer Stützweite (etwa über 20 m) meistens eine Berechnung der Hauptträger *allein* für *Menschengedränge* zugelassen.

Das erscheint auch wohl zulässig, wenn es sich um die *Vollbelastung* einer ganzen Öffnung handelt, denn eine solche tritt beim Fuhrwerksverkehr auf größeren Brücken nur selten ein, eigentlich nur dann, wenn die Brücke vor ihrer Inbetriebnahme einer *Probebelastung* unterworfen wird. Für solche Hauptträgerteile, die bei *Teilbelastungen* am höchsten gespannt werden, ist aber die Annahme von *Einzellastenzügen* zu raten.

In den zu meinen Vorlesungen gehörenden Übungen lasse ich dies ebenfalls zu und rechne dabei mit folgenden Zahlen:

Für Brücken auf dem Lande:	300 kg/m^2	} im Mittel 400 kg/m^2 .
Für Brücken in Städten:	500 kg/m^2	
Für Berechnungen v. Fußwegen:	560 kg/m^2 .	

Es ist zwar in neuerer Zeit festgestellt worden, daß die Belastung durch *Menschengedränge* bis über 700 kg/m^2 steigen kann, aber es erscheint unwirtschaftlich, solche *Ausnahmebelastungen* der Berechnung zugrunde zu legen. Auch bei Straßenbrücken darf man — wie bei Eisenbahnbrücken — unbedenklich die im regelmäßigen Betriebe der Brücke wiederkehrenden größten Lasten in die Rechnung einführen. Wenn ausnahmsweise einmal größere Belastungen eintreten, so wird dadurch vorübergehend der Sicherheitsgrad der Brücke etwas kleiner. Das ist aber um so weniger von Belang, je größer das Eigengewicht

des Eisenbaus im Vergleich zu seiner Verkehrslast ist (St. I. 12). Nachfolgende Tabelle gibt eine Übersicht der in verschiedenen Staaten heute noch geltenden Vorschriften über die Größe von Menschengedränge.

Tabelle 5. Vorschriften über Größe von Menschengedränge.

	Name der Verwaltung	Herausgabe der Vorschrift	Menschengedränge in kg/m ²			
			Hauptträger der Brücken			Fußwege
			I. Klasse	II. Klasse	III. Klasse	
1.	Österr. Handelsministerium	1887	460	400	340	—
2.	Schweizer Bundesrat	1892	450	350	250	—
3.	Sächsische Staatseisenbahnen	1895	400	400	400	560
4.	Preußische »	1899	400	400	400	400
5.	Bayerische »	1900	360	360	360	560

Daß man in neuerer Zeit *Fußwege* der Straßenbrücken so hoch belastet annimmt, erscheint berechtigt, wenn es sich um solche Brücken I. Klasse handelt, die im Zuge des internationalen oder eines besonders lebhaften Ortsverkehrs liegen, wie große Strombrücken, Hafenbrücken u. dgl., von deren Fußwegen aus die Menge freie Ausblicke auf allerlei sehenswerte Vorgänge des öffentlichen Lebens, sowie auch auf Naturschauspiele usw. haben kann. Es scheint aber durchaus nicht notwendig, die hohe Zahl von 560 kg/m² für die Berechnung der Fußwege aller Brückenarten anzusetzen.

3. Bei der Berechnung der Straßenbrücken sind die *gefährlichsten Laststellungen* von Wagenzügen nicht so einfach zu ermitteln, wie dies bei den Eisenbahnbrücken der Fall ist. Deshalb sollen an dieser Stelle bereits einige wichtige Fragen, diesen Gegenstand betreffend, erörtert werden, wobei auch nicht unterlassen werden soll, auf gewisse Gepflogenheiten bei Berechnungen hinzuweisen, die im allgemeinen wenig empfehlenswert erscheinen.

a) *Das Fortlassen der Pferdebespannungen bei Wagenzügen* ist nicht empfehlenswert. Wagen ohne Pferde können auf der Brücke nicht verkehren, auch ergeben solche Belastungen oft viel zu ungünstige Spannungen;

b) *Bei breiten Fahrbahnen*, auf welchen durcheinander leichte, schwere und schwerste Wagen verkehren, sollten der *Quere der Brücke nach* nicht lauter *schwerste* Wagen gestellt werden. Bei drei Wagenreihen könnte man z. B. (um nicht zu ungünstig zu rechnen) eine leichte, eine schwere und eine schwerste Reihe nebeneinander stellen. Oder der Symmetrie wegen: zwischen zwei schweren, eine mittlere, schwerste Reihe;

c) *Bei Brücken mit nur zwei Hauptträgern* erhält man die für einen Hauptträger gefährlichste Stellung der Wagen *nach der Quere der Bahn*, wenn man die schwerste Wagenreihe so weit wie möglich an den Hauptträger rückt. Auch bei dieser Stellung brauchen in den Wagenreihen nicht nur schwerste Wagen angenommen zu werden.

d) Wenn eine Fahrbahn durch mehrere Hauptträger (oder Längsträger) unter-

stützt ist, so ist für die Berechnung eines derselben die schwerste Achse in dessen Trägerebene zu stellen.

e) Bei Berechnung des *Bahngerippes* von Quer- und Längsträgern erfahren die *Querträger* ihre Belastungen nur in den Längsträger-Anschlüssen. Deshalb erhält man den Grenzwert des Querträger-Momentes für einen Schnitt durch einen Längsträger, wenn man den schwersten Achsdruck in diesen Schnitt verlegt. Vorausgesetzt ist dabei, daß man den Querträger am Hauptträger als freigestützt ansieht. Genau genug gilt dies aber auch, wenn der Querträger am Hauptträger als eingespannt berechnet werden soll.

f) Bei der Berechnung des größten Achsdruckes, der durch die ungünstigste Belastung der beiden anstoßenden Längsträgerfelder im betrachteten

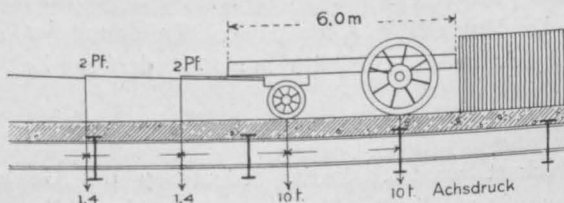


Fig. 136.

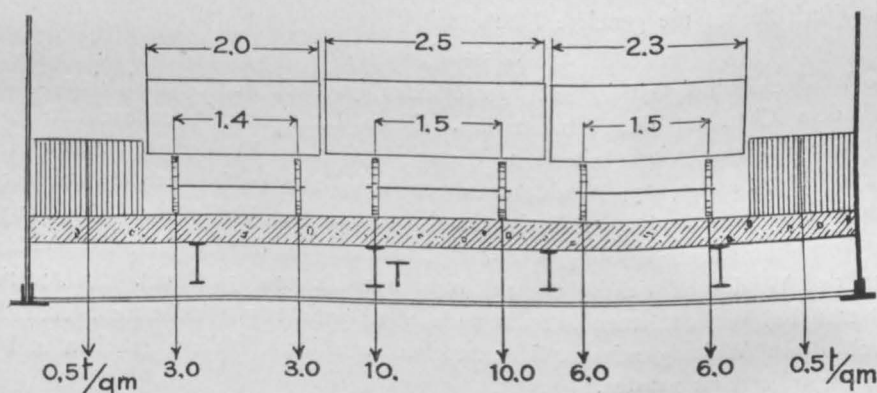


Fig. 137.

Fig. 136—137. Ungünstigste Laststellung für Querträgerberechnungen.

Schnitte des Querträgers erzeugt wird, muß beachtet werden, daß bei *mehren* Wagenreihen die *Fahrtrichtung* der Wagen (wie bei mehrgleisigen Eisenbahnen) verschieden sein kann (Fig. 136—137). Oft verbleiben dann bei der ungünstigsten Wagenstellung noch unbelastete Fahrbahnteile übrig. Diese nimmt man meist noch durch Menschengedränge belastet an. Das sollte man aber nur dann tun, wenn eine solche Ansammlung von Menschen zwischen Wagenzügen der Fahrbahn überhaupt regelmäßig möglich wäre. Auf viel befahrenen Straßenbrücken wird das aber nur ausnahmsweise vorkommen.

4. Über *Abmessungen der Fuhrwerke* und ihre *größten Achsdrücke* u. dgl. vergleiche man die Zusammenstellungen im *Anhange* § 13. Dort werden auch die »Vorschriften für die Berechnung der Straßen- und Fußgängerbrücken mit eisernem Überbau bei der Königl. Eisenbahndirektion Berlin« angegeben.

25. Die Windkräfte und Windflächen.

1. Die Untersuchungen über die *Geschwindigkeit* des Windstromes, sowie auch über den *Druck*, den dieser auf eine sich ihm entgegenstellende Fläche ausübt, sind zur Zeit noch nicht abgeschlossen. Bei der Ermittlung des auf Brückenflächen wirkenden Winddruckes nimmt man an, daß *der Druck dem Quadrate der Geschwindigkeit des Windes proportional sei*. Wie sich aber der Winddruck über eine ebene Fläche von bestimmter Größe und Gestalt verteilt, ist noch eine offene Frage. Im Brückenbau rechnet man mit einer *gleichmäßigen Verteilung*, wobei genau genug die *Richtung des Windes wagerecht* angenommen wird.

Der Druck \mathfrak{B}_0 in Kilogrammen, den ein mit der Geschwindigkeit v eine Fläche F senkrecht treffender Windstrom ausübt, darf zur Zeit nach v. LOESSLS⁶¹ Formel aus

$$\mathfrak{B}_0 = \frac{\gamma}{g} F v^2 \quad (4)$$

berechnet werden. Darin bedeutet γ das Gewicht eines Kubikmeters Luft, $g = 9,81$ m, die Beschleunigung des freien Falles.

Trifft der Windstrom die Fläche F unter einem Winkel α , so berechnet sich der Winddruck \mathfrak{B} auf die geneigte Fläche mit

$$\mathfrak{B} = \mathfrak{B}_0 \sin \alpha.$$

Die Windgeschwindigkeit ist sehr verschieden, je nach der Gegend, dem Lande und dem Charakter des Windstromes. Nach LANDSBERG⁶² beobachtete man folgende Windgeschwindigkeiten: in Wien bis 36 m, in Hamburg bis 42 m. Das würde (für $\gamma : g = 0,125$) Winddrücken von etwa 162 kg bis 220 kg auf 1 qm Fläche entsprechen. In der Nacht des Einsturzes der Taybrücke (1879) zeigte der Winddruckmesser in Glasgow 204 kg Druck an; an der Unglücksstelle schätzte man den Winddruck viel höher, auf etwa 290 bis 340 kg/m² ein. In Amerika hat man bei Wirbelstürmen lotrecht nach oben gerichtete Windkräfte beobachtet, durch deren Wirkung schwere Eisenbrücken von ihren Pfeilern gehoben und in den Strom gestürzt wurden.

2. Bei den Vorschriften über die *Größe des der Berechnung zugrunde zu legenden Winddruckes* unterscheidet man zwei mögliche Fälle des Betriebes:

1. Daß bei einer gewissen obern außergewöhnlichen Grenze des Winddruckes (bei Stürmen und Orkanen) ein Verkehr auf der Brücke ausgeschlossen ist und
2. daß bei regelmäßigem Betriebe die betreffenden Brückenteile und die Verkehrsfahrzeuge keine höheren Winddrücke erfahren, als sie in der Nähe der Brücke regelmäßig vorkommen. In *Mitteleuropa* rechnet man gewöhnlich mit folgenden Zahlen:

bei *belastetem* Überbau mit 100 bis 150 kg/m²

bei *unbelastetem* Überbau mit 150 bis 300 kg/m².

In den zu meinen Vorlesungen gehörenden Übungen rechne ich nach den Vorschriften der Sächsischen und Preußischen Staatsbahnen vom Jahre 1895:

⁶¹ v. LOESSL, Studie über aerodynamische Grundformeln an der Hand von Experimenten. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1881. — Normaldruck des Windes auf eine gegen den Luftstrom geneigte Ebene. Centralbl. d. Bauverw. 1885.

⁶² Handbuch d. Ing.-Wissenschaften. II. Band. 2. Abt. 3. Aufl. S. 35.

Belasteter Überbau 150 kg/m^2

Unbelasteter Überbau 250 kg/m^2 .

Die im nordamerikanischen Eisenbrückenbau gültigen Vorschriften über Windbelastungen vergleiche man im *Anhange* § 13, wo die »Allgemeinen Vorschriften für Eisenbahnbrücken«, herausgegeben von der »*American Railway Engineering and Maintenance of Way Association*« im Wortlaut mitgeteilt werden.

3. Die Ermittlungen der vom Winde getroffenen *Brückenflächen* werden sehr verschieden gehandhabt. Zu unterscheiden sind die vom Winde *unmittelbar* und *mittelbar* getroffenen Flächen des Überbaues und der Verkehrsmittel. Ferner ist zu beachten, welche Teile der Verkehrsmittel von den unmittelbar getroffenen (auf der *Windseite* liegenden) Flächen verdeckt werden, sowie auch, welche Teile der mittelbar getroffenen (auf der *Unterwindseite* liegenden) Flächen von den Verkehrsmitteln verdeckt werden.

Wenn man, wie oben angenommen wurde, den Windstrom wagerecht wirkend annimmt, so ist die Berechnung obiger Windflächen bei *Vollwandbrücken* sehr einfach: Für die dem Winde unmittelbar zugekehrte Brückenseite ist die vom Winde senkrecht getroffene Fläche gleich der ebenen Umrißfläche der Überbauansicht. Die an der Unterwindseite liegenden Brückenteile kommen gar nicht in Betracht. Die Flächen der Verkehrsmittel werden insoweit in die Rechnung einbezogen, als sie nicht verdeckt werden.

Das Berechnen der Windflächen von *Fachwerkbrücken* würde sehr langwierig und umständlich sein, wenn man dabei unnötige Genauigkeit verlangen wollte. Man bedenke doch nur, daß die wichtigsten Grundlagen für die Sicherheit des Eisenbaues, das sind hier im allgemeinen der zu wählende Sicherheitsgrad und im besondern die Größe des Winddruckes, mehr oder weniger *willkürlich* gewählt werden. Selbst die herrschende *Richtung* des Windes in der Nähe der Brücke kann doch nur annähernd geschätzt werden. Und über die Größe des Winddruckes auf Flächen der Unterwindseite oder der teilweise verdeckten Flächen weiß man heute noch wenig Sicheres. Was hat es unter solchen Umständen für einen Sinn, sog. *genaue* Flächenberechnungen anzustellen? Das einfachste *Schätzungsverfahren* ist dabei das beste, namentlich wenn man auch noch die *Unterwindflächen* mit berücksichtigen will.

Die älteste und einfachste Vorschrift rührt von Frankreich her. Dort bestimmt man die Fläche F für 1 m Trägerlänge auf der Windseite aus der Umrißfigur der Brückenansicht unter Abzug aller Öffnungen der Wand. Für die entsprechende Fläche F_u der Unterwindseite setzt man

$$F_u = F \left(1 - \frac{F}{U} \right), \quad (5)$$

wobei U die volle vom Winde getroffene Umrißfläche an der Unterwindseite bedeutet. Bei belasteter Brücke sind die von den Verkehrsmitteln verdeckten Flächen der Umrißfigur U nicht mit zu rechnen.

Für Näherungsrechnungen genügt es, die Windflächen für 1 m Trägerlänge einer Fachwerksbrücke mit

$$F = \alpha \cdot U = 0,35 \text{ bis } 0,45 U$$

anzusetzen, wenn U die volle Umrißfläche der Überbauansicht bedeutet. Für den Mittelwert $F = 0,4 U$ erhält man dann aus Gl. (5):

$$F_u = 0,24 U. \quad (6)$$

4. Um bei belasteter Brücke die auf den Lastenzug entfallenden Windkräfte bequem berechnen zu können, hat man eine Hilfsfigur, das sog. *Verkehrsband* eingeführt. *Die volle Fläche des Verkehrsbandes ist ein Rechteck, dessen Länge gleich der Stützweite einer Brückenöffnung und dessen von Fahrhahnoberkante ab zu messende Höhe der Höhe der Verkehrsmittel entspricht.*

Die Höhe des Verkehrsbandes beträgt

bei *Eisenbahnen* 2,5 bis 3,0 m

bei *Straßen* 2,0 bis 2,5 m.

Für die Berechnung der auf die *Wandglieder* von Windträgern entfallenden Grenzwerte der Windspannungen sind entsprechende *Teilflächen* des Verkehrsbandes zu benutzen, weil bekanntlich die größten Stabkräfte eines Wandfeldes durch Teilbelastung verursacht werden (St. II. 21).

Sobald bei unten oder mitten liegender Fahrhah *Verdeckungen* zwischen Verkehrsband und Hauptträgern eintreten, wird man die Gesamtwindflächen nur unter besondern Annahmen berechnen können. Man wird am einfachsten voraussetzen, daß die Größe des Winddruckes auf die Flächeneinheit durch die verschiedenen Verdeckungen nicht verändert wird. Bezeichnet man dann

die volle Umrißfläche eines Hauptträgers mit U
 „ „ „ des Verkehrsbandes mit F_v ,

so erhält man allgemein *drei* Windflächen

für den Träger an der Windseite mit $F = \alpha U$

für das (zum Teil verdeckte) Verkehrsband mit $(1 - \alpha) F_v$.

Ferner nach Gl. (5)

für den Träger an der Unterwindseite $\alpha(U - F_v) (1 - \alpha)$.

Das gibt zusammen die Windfläche F_w

$$F_w = \alpha (2 - \alpha) (U - F_v) + F_v.$$

Für α setze man nach Vorigem im Mittel etwa 0,40. Dann erhält man

$$F_w = 6,4 (U - F_v) + F_v. \quad (7)$$

26. Die wagerecht wirkenden Kräfte der Eisenbahnzüge.

1. *Flichkräfte* kommen nur bei Eisenbahnbrücken in Betracht, deren Gleise auf der Brücke in Krümmungen liegen und von den Verkehrslasten mit erheblicher Geschwindigkeit durchfahren werden. Die Größe C der Flichkraft berechnet sich aus

$$C = \frac{Mv^2}{r} = \frac{Gv^2}{gr}, \quad (8)$$

wenn M die Masse, G das Gewicht des Zuges, g die Beschleunigung des freien Falls, v die Geschwindigkeit und r den Krümmungshalbmesser der Gleisachse des durchfahrenen Gleises vorstellt.

Es ist Gebrauch, die Fliehkräfte der Zuglokomotiven für jedes ihrer Achsgewichte zu berechnen und als wagerecht wirkende Einzellasten in die Rechnung einzuführen. Häufig berechnet man auch die Fliehkraft der Lokomotiven aus ihrem Gesamtdienstgewicht und denkt dann die so erhaltene Gesamtkraft C als wagerechte Einzelkraft am Kopfe des Zuges wirkend. Das größte C geben in der Regel die Schnellzüge. Doch wird man bei seiner Ermittlung zu beachten haben, daß nicht die größtmögliche, sondern die im regelmäßigen Betriebe *auf der Brücke* vorkommende Geschwindigkeit maßgebend ist.

Eine der schwersten Schnellzugmaschinen der preußischen Staatsbahnen hat ein Dienstgewicht von rund 60^t , bei einer zulässigen Fahrgeschwindigkeit von 100 km in der Stunde, oder von rund 30 m in der Sekunde⁶³. Nehmen wir an, daß auf der Brücke selbst die Geschwindigkeit in der Regel höchstens 20 m betrage, so erhält man

$$C = \frac{60 \cdot 20^2}{9,81 \cdot r} = \frac{2450}{r} \text{ in Tonnen.}$$

Für den Zug ohne Lokomotive berechnet man die Fliehkraft in der Regel als eine über die Zuglänge gleichmäßig verteilte wagerechte Belastung c . Bei einem größten Wagengewicht von 2×13^t auf 6 m Länge zwischen den Buffern, d. i. gleich $4\frac{1}{3}$ t/m gibt das

$$c = \frac{4\frac{1}{3} \cdot 20^2}{9,81 \cdot r} = \frac{176}{r} \text{ in Tonnen.}$$

Es bleibt schließlich noch zu beachten, daß infolge der notwendigen *Überhöhung* des äußern Schienenstranges in Gleiskrümmungen⁶⁴ die lotrechten Achsdrücke von Lokomotiven und Wagen eine Änderung erfahren, wenn die Zuggeschwindigkeit auf der Brücke eine andere ist, als diejenige, wofür die Überhöhung angelegt oder berechnet wurde.

2. *Beim Bremsen eines Zuges auf der Brücke* entstehen in den gebremsten Verkehrsmitteln zwischen Rädern und Schienen Kräfte, die auf die Brücke *in der Zugrichtung* übertragen werden. Weil nun die Vorschriften über die Art des Bremsens und über die Zahl und Stellung der gebremsten Achsen sehr mannigfache sind⁶⁵, so empfiehlt es sich, die bei der Brückenberechnung zu beachtenden Bremskräfte auf möglichst einfachem Wege festzustellen. Das geschieht unter der Annahme, daß alle Achsen kurz vor dem Stillstehen des Zuges auf den Schienen *gleiten*. Nimmt man dann die Reibungsziffer f , die im Mittel etwa 0,15 beträgt⁶⁶, *ungünstig* zu

$$f = 0,2$$

⁶³ HÜTTE, 19. Aufl. Abt. II. S. 635.

⁶⁴ Dasselbst, S. 542.

⁶⁵ Dasselbst, S. 671.

⁶⁶ Dasselbst, S. 498.

an, so erhält man die größten Bremskräfte:

für eine Lokomotivachse von	$16^t = 3,20^t$
» » Tender » »	$13^t = 2,60^t$
» » Güterwagen » »	$9^t = 1,80^t$

Auf jeden Schienenstrang eines Gleises kommt die Hälfte der so berechneten Werte. Man darf annehmen, daß die Gesamtbremskraft sich über die Stützweite gleichmäßig verteilt. Die Bremskraft muß durch die festen Stützen in Pfeiler und Untergrund übertragen werden. Wie das mit Hilfe der Querverbände geschehen kann, wird im zweiten Bande beschrieben.

3. Die größte Bremskraft ist oben ohne Rücksicht darauf ermittelt worden, daß die *nicht gebremsten rollenden Laufräder* kleinere Widerstände zwischen Rad und Schiene erzeugen als die gebremsten, gleitenden Räder. Es fragt sich nun, *ob ein nicht gebremster Zug auf die Brücke in irgend einer Zugrichtung eine größere wagerechte Kraft ausüben kann, als der gleiche voll gebremste Zug*. Das ist, wie leicht zu erkennen, nicht der Fall. Deshalb wird es in der Regel nicht nötig werden, die durch den fahrenden Zug verursachten wagerechten Kräfte genauer zu ermitteln, wenn der Eisenbau gegen die größeren Bremskräfte sicher genug hergerichtet ist. Immerhin bleibt es aber lehrreich, jene andern wagerechten Kräfte näher festzustellen.

Die von den *Triebrädern der Lokomotive* zwischen Rad und Schiene erzeugte Reibung ermöglicht die Fortbewegung des Zuges. Daher kann die zwischen Rad und Schiene auftretende wagerechte Kraft nie größer werden als diese Reibung. Bei einer Reibungszahl $f = 0,2$ und zwei Triebachsen von je 16^t Belastung gibt das für einen *Schnellzug*

$$L_w = 0,2 \cdot 32 = 6,4^t,$$

für einen *Güterzug* mit 3 Triebachsen von 13^t

$$L_w = 0,2 \cdot 39 = 7,8^t.$$

L_w wirkt auf den Zug in dessen Richtung, also auf die Schienen und die Brücke *der Fahrrichtung entgegen*. Als *Bremskraft* würde L_w in der Fahrrichtung wirken.

4. Die *Laufräder des Zuges* sollen während der Fahrt rollen. Abgesehen vom Luftwiderstande wirken ihrer Bewegung entgegen: Die Reibung der Achszapfen und die rollende Reibung zwischen Rad und Schiene. Man berechnet also die wagerechte Kraft Z_w , die von einer *Laufachse* auf die Brücke in der Fahrrichtung ausgeübt wird, für das Gleichgewicht aus der Summe der statischen Momente der rollenden und Zapfenreibung

$$Z_w = \frac{4}{d} \left[f' R \frac{d}{2} + f_z R_z \cdot r \right],$$

worin bedeuten

- R, R_z : Gesamtlast und die auf einen Zapfen kommende Last eines Rades;
- f', f_z : Zahlen der rollenden und der Zapfenreibung;
- d : Durchmesser des Radlaufkreises;
- r : Halbmesser der Achszapfen.

Setzt man etwa

$$\begin{aligned} \text{für Güterwagen: } R &= 4,5^t; & R_z &= 4,1^t \\ \text{» Personenwagen: } R &= 3,5^t; & R_z &= 3,2^t, \end{aligned}$$

ferner

$$d = 1,0 \text{ m}; \quad r = 0,06 \text{ m};$$

$$f' = \frac{0,0005}{d/2} = 0,001 \text{ m}; \quad f_z = 0,08.$$

Daraus erhält man

$$\begin{aligned} \text{für Güterwagen: } Z_w &= \text{rund } 90 \text{ kg}; \\ \text{» Personenwagen: } Z_w &= \text{ » } 70 \text{ kg}. \end{aligned}$$

Danach ist leicht zu sehen, daß die algebraische Gesamtsumme aller Kräfte $L_w - Z_w$ unter sonst gleichen Umständen viel kleiner ausfällt als die oben berechnete größte Bremskraft.

5. *Reibungskräfte in der Richtung der Brückenachse* entstehen in den Stützen oder Lagern (St. I. § 3) einerseits durch Änderungen der Wärme der umgebenden Luft, anderseits auch durch die Formveränderungen des Überbaues infolge seiner Belastungen. Meistens werden diese Kräfte bei der Berechnung der Grundspannungen (St. I. 16, c) nicht berücksichtigt. Über *dynamische Einflüsse der Verkehrslasten*, soweit sie bei der Festsetzung des *Sicherheitsgrades* berücksichtigt werden können, ist unter 29 nachzulesen.

27. Allgemeines und Geschichtliches über zulässige Spannungen.

1. In meiner Statik (St. I. 7) ist der *Begriff der zulässigen Spannung* bereits gegeben worden. Es wird dort gesagt: aus Gründen der Sicherheit gegen Bruch oder Zerstörung dürfe in keinem Stabquerschnitte eines Eisenbaues und bei keiner möglichen Lage ihrer Belastung die maßgebende Spannung (St. I. 3, e) eine erfahrungsmäßig als *zulässig* anerkannte Grenze überschreiten. Zwei Punkte sind in dieser Erklärung zunächst im besondern zu besprechen: 1. Die Annahmen über die *Belastung*, für welche man die Spannungen des Querschnittes berechnet und 2. das Verfahren, nach welchem die Berechnung stattfindet.

Die *Belastung* besteht (wie im vorigen ausführlich beschrieben worden ist) aus dem Eigengewichte und den veränderlichen Lasten, die als Ruhelasten bezeichnet worden sind. Zu den Ruhelasten rechnen außer den Windkräften noch die zum Teil lotrecht und zum Teil wagerecht wirkenden Verkehrslasten (22—26).

Dynamische Einwirkungen der Verkehrslasten können heute noch nicht genau genug festgestellt werden. Deshalb kommen sie (wie weiterhin gezeigt wird) nur bei der Wahl des Sicherheitsgrades in Betracht.

Die aus obiger Belastung des Eisenbaues berechneten Spannungen sind *Grundspannungen* (St. I. 16, c). Dazu kommen noch *Neben- und Zusatzspannungen*, deren Ursachen bekannt sind (St. III. 56). Nebenspannungen lassen sich, wenn auch

⁶⁷ HÜTTE, 19. Aufl. Abt. II. S. 213.

⁶⁸ Daselbst, S. 219.

nur annähernd und umständlich, berechnen. Dagegen können Zusatzspannungen nur geschätzt werden.

Die ersten eisernen Brücken (Ende des 18. Jahrhunderts) entstanden ohne vorherige genauere Berechnungen. Bekannt ist, daß der erste Bogen der ersten festen eisernen Brücke — der Severnbrücke bei Ironbridge (Fig. 87) aufgestellt worden ist, ohne daß man über die von ihm erzeugte Bogenkraft im Klaren war. STEPHENSON²⁸ erzählt von einem Weichen des einen Widerlagers, wobei die gußeisernen Bogenrippen zum Teil brachen (9). Auch in der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts bis etwa zur Zeit, wo CULMANN und SCHWEDLER (1851) ihre grundlegenden theoretischen Arbeiten veröffentlichten, berechnete man Fachwerkträger nur unvollkommen aus den Biegemomenten, unter Vernachlässigung der Wandgliederung. Auch die bedeutenden Träger der amerikanischen Holzbrücken jener Zeit, die nachweisbar als Vorbilder der europäischen eisernen Brücken gedient haben, sind in ähnlicher Weise, ohne genauere Berechnung der Wandglieder, gebaut worden (St. III. 62).

Unter dem Drange der Notwendigkeit wurden so die ersten eisernen Brücken von praktischen Männern, mit scharf überlegendem, erfinderischen Geiste geschaffen. Wie mag es diese Männer anfangs mit Sorge erfüllt haben, ehe sie sahen, wie Alles, was sie geplant und gebaut hatten, *sicher* arbeitete. Aber aus vielfachen Erfahrungen auf gleichem Gebiete erhielten sie nach und nach einen praktischen Maßstab für die sichere Bemessung aller Teile des Baues. Man vergleiche hierüber die (unter 56) mitgeteilten Erfahrungen beim Bau der ältesten Kettenbrücken, namentlich der von TELFORD erbauten Menai-Kettenbrücke bei Bangor.

STEPHENSON (1842) fertigte vor dem Beginne des Baues der weltberühmten Britanniabrücke (Fig. 95) ein Versuchsmodell in *ein Sechstel* der natürlichen Größe und führte es durch Probelastungen bis zum Bruche. LENTZE (§ 10) hatte beim Bau der alten Dirschauer Eisenbahnbrücke (1850) anfangs die Absicht, eine ganze *Probeöffnung in natürlicher Größe* zu bauen. Als ihm aber der Inhalt des am 15. März 1850 von CLARK in London gehaltenen Vortrages über die glückliche Vollendung der Britanniabrücke zur Kenntnis kam, hielt er die vorherige Herstellung und Belastung einer Probeöffnung für entbehrlich.

Die von den Mitarbeitern STEPHENSONS, den Ingenieuren HODGKINSON und FAIRBAIRN damals überlieferten Versuchsergebnisse gaben Grundlagen für die ältere Bestimmung des Sicherheitsgrades von Eisenbrücken: Man rechnete mit einem *Sicherheitsgrade* (St. I. 7, a) gegen das Überschreiten derjenigen Festigkeitsgrenze, die durch Bruchversuche (an Modellen) festgelegt worden war. Während aber zur Zeit des Baues der Britanniabrücke die Festigkeitsgrenzen für Zug und Druck noch verschieden angenommen wurden, gilt heute die *Zugfestigkeit* des schmiedbaren Eisens als alleiniger Maßstab. Der so bestimmte Sicherheitsgrad war damals etwa 4 bis 6, wobei man je nach den mehr oder weniger günstigen Umständen, als welche man schwächere und stärkere Stöße, größere oder kleinere Stützweiten ansah, die kleinere oder größere Zahl wählte. Dies von England eingeführte Verfahren der Festsetzung der zulässigen Spannung wurde von deutschen Ingenieuren verbessert.

WINKLER⁶⁹ gab eine Zusammenstellung über die in den ältesten bedeutenden Eisenbrücken zur Zeit ihrer Erbauung eingetretenen Spannungen. Die meisten dieser geschichtlich bemerkenswerten Brücken sind im 2. Abschnitte abgebildet und beschrieben.

Tabelle 6. Größte Spannungen in älteren Eisenbahnbrücken.

Nr.	Name und Lage der Brücke	Trägerart	Erbauer	Jahr der Eröffnung	Größte Stützweite m	Spannung abgerundet in atm	
						Zug	Druck
1	Britanniabrücke über die Menaisstraße	Kastenträger	Stephenson	1846	140	880	—
2	Windsorbrücke	Bogensehnenträg.	Brunel	1849	56	330	—
3	Wyebrücke bei Chepstow	desgl.	»	1850	91	340	410
4	Trentbrücke bei Newark	Warrenträger	Cubitt	1851	79	850	—
5	Brücke bei Asnières	Kastenträger	Flachat	1852	31	500	—
6	Crumlin-Talbrücke	Warrenträger	Lidel&Gordon	1853	46	690	—
7	Boynebrücke bei Drogheda	Fachwerk	Barton	1855	80	790	—
8	Brücke bei Langon	Blechträger	—	1855	75	600	—
9	Weichselbrücke bei Dirschau	Parallelfachwerk	Lentze	1857	129	680	—
10	Tamarbrücke bei Saltash	Vieleckfachwerk	Brunel	1857	139	650	—
11	Isarbrücke bei Großhesselohe	Vieleckfachwerk	Pauli & Werder	1857	56	720	—
12	Rheinbrücke bei Mainz	desgl.	Gerber	1857	105	820	—
13	Eipel- und Granbrücken (Öst. Staatsb.)	Parallelfachwerk	Ruppert	1857	57	650	—
14	Rheinbrücke in Köln (Köln-Minden.-E.)	desgl.	Lohse	1859	99	680	—
15	Garonnebrücke bei Bordeaux	desgl.	—	1859	71	560	—
16	Rheinbrücke bei Waldshut (Bad. Staats-E.)	desgl.	Gerwig	1860	55	600	—
17	Innbrücke bei Passau (Bayr. Ostbahn)	desgl.	Gerber	1861	90	690	850
18	Brahebrücke bei Czersk (Ostbahn)	desgl.	Schwedler	1860	71	500	580

Im 7. Jahrzehnt des vorigen Jahrhunderts begannen Staatsbehörden und Private bestimmte Vorschriften über die zulässigen Spannungen zu erlassen oder zu empfehlen. Darüber geben nachfolgende Zusammenstellungen Aufschluß.

LAISSE und SCHÜBLER (1869) gaben für die zulässige Spannung σ folgende Zahlen

kleine Brücken: $\sigma = 600$ atm

mittelgroße Brücken: $\sigma = 700$ »

große Brücken: $\sigma = 800$ »

In diesen Zahlen kam, wenn auch noch nicht in ganz wissenschaftlicher Weise, die Erfahrung zum Ausdruck, wonach die Stöße der Verkehrslasten bei geringerer

⁶⁹ WINKLER, Wahl der zulässigen Inanspruchnahme. 1877. Auch Zeitschr. des Öst. Ing.-u. Arch.-Ver. 1877. S. 45.

Masse des Eisenbaues dessen Sicherheit ungünstiger beeinflussen, als bei großer Masse, d. h. bei bedeutenden Stützweiten. Ältere Annahmen gibt die Tabelle 7.

Tabelle 7. Ältere Vorschriften über zulässige Spannungen.

Zulässige Spannungen in atm	A. Behörden.			
	England	Frankreich	Preußen	Österreich
Zug: atm	790	600	730	703 bis 844
Druck: atm	630	600	730	
Zulässige Spannungen in atm	B. Private.			
	REBHANN ⁷⁰ 1856	SCHWEDLER ⁷¹ 1862	Öst. Ing. u. ⁷² Arch.-Ver. 1866	H. SCHMIDT ⁷³ 1866
Zug: atm	670	684	790	700 bis 800
Druck: atm	670	684	790	

2. Das Verdienst, die älteren Annahmen über die zulässige Spannung auf mehr wissenschaftlichen Boden gestellt zu haben, gebührt GERBER, dem jetzigen Oberbaurat in München und Ehrendoktor der dortigen technischen Hochschule. GERBER begann seine Tätigkeit beim Bau der Isarbrücke bei Groß-Hesselohe (§ 10) und übernahm 1858 die Leitung der Brückenbauabteilung der Maschinenfabrik KLETT & Co. in Nürnberg, aus welcher die jetzige Gesellschaft Nürnberg hervorgegangen ist. In GERBERS Veröffentlichungen über die *Pauliträger* (1859) erscheinen zum ersten Male besondere *Formeln für die Berechnung der zulässigen Spannungen*. GERBER berechnete einen Stabquerschnitt F für Schweißeisen aus der Formel

$$F = \frac{E + 3V}{1600} \quad (9)$$

wenn E die allein durch das Eigengewicht und V die allein durch die Verkehrslast (bei ihrer ungünstigsten Lage) hervor gerufene Stabkraft vorstellt. Nach dem älteren Verfahren rechnete man

$$F = \frac{E + V}{\sigma}$$

Daraus entwickelte GERBER seine Formel

$$\sigma = 1600 \frac{E + V}{E + 3V} \text{ in atm.} \quad (10)$$

⁷⁰ REBHANN, Theorie der Holz- und Eisenkonstruktionen. Wien 1856. S. 24–29.

⁷¹ SCHWEDLER, Die Prüfung der Brücken mit eisernem Überbau auf den preußischen Eisenbahnen. Zeitschr. f. Bauwesen. 1862. S. 52.

⁷² Zeitschr. des Öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1866. S. 126.

⁷³ SCHMIDT, Über die Bestimmung der äußern auf ein Brückensystem wirkenden Kräfte. Allgemeine Bauz. 1866. Sonderabdruck. S. 12–17.

Wird die Gerberformel für einen Eisenbau gebraucht, der allein sein Eigengewicht zu tragen hat, so verschwindet V , und man erhält

$$\sigma = 1600 \text{ atm.}$$

Das ist die Elastizitätsgrenze des Schweißeisens (St. I. 7). Im Gegensatze dazu ergibt sich für einen Eisenbau, bei welchem, gegenüber der sehr bedeutenden Verkehrslast, das Eigengewicht als verschwindend angesehen werden kann

$$\sigma = \frac{1600}{3} = 533,3 \text{ atm.}$$

Die Gerberformel veranschaulicht also in einfacher und zutreffender Weise, wie mit zunehmendem Eigengewichte — oder mit wachsender Stützweite — die zulässige Spannung sich mehr und mehr der *Elastizitätsgrenze* nähern darf. Die Formel umfaßt außerdem in gewissem Sinne auch die Einflüsse von *Stößen der Verkehrslast* und des *Spannungswechsels* (St. I. 9). Denn je größer das Eigengewicht oder die Masse des Eisenbaues wird, desto mehr wird diese erfahrungsgemäß die Stoßwirkungen abschwächen. Desto seltener treten aber auch Spannungswechsel auf, weil bei wachsendem Eigengewicht des Eisenbaues irgend eine allein dadurch hervorgerufene positive oder negative Stabkraft E rascher an Größe zunimmt als das von der Verkehrslast erzeugte V , so daß, bei entsprechender Größe des Eigengewichtes, ihr Sinn durch das Hinzukommen der kleineren, allein durch die Verkehrslast verursachten Stabkraft nicht mehr gewechselt werden kann. Z. B.: Ein Fachwerkstab erleide folgende Spannkraften:

$$\begin{array}{l} \text{aus dem Eigengewichte: } + 100^t \\ \text{aus der Verkehrslast: } \left\{ \begin{array}{l} + 250^t \\ - 150^t. \end{array} \right. \end{array}$$

Das gibt einen Spannungswechsel zwischen den Grenzwerten

$$\begin{array}{l} + 100 + 250 = + 350^t \\ \text{und } + 100 - 150 = - 50^t. \end{array}$$

Ist die Stützweite entsprechend größer, so mögen in demselben Stabe folgende Spannkraften auftreten:

$$\begin{array}{l} \text{aus dem Eigengewichte: } + 200^t \\ \text{aus der Verkehrslast: } \left\{ \begin{array}{l} + 300^t \\ - 180^t. \end{array} \right. \end{array}$$

Dann erhält man die Grenzwerte

$$\begin{array}{l} + 200 + 300 = + 500^t \\ \text{und } + 200 - 180 = + 20^t, \end{array}$$

also keinen Spannungswechsel.

28. Belastungs- und Spannungswechsel, sowie ihre Bedeutung für die Wahl der zulässigen Spannungen.

1. Im Gegensatze zu der *dauernden* Belastung durch Eigengewicht steht der Belastungswechsel, dem alle Eisenbrücken unterworfen sind, die *vorübergehende*

Lasten zu tragen haben, wie Verkehrslasten, sowie auch Wind- und Schneedruck u. dgl. Es liegt nun auf der Hand, wie es für die Bemessung des Sicherheitsgrades nicht gleich sein kann, ob ein Eisenbau innerhalb eines gewissen Zeitraumes sehr viele Belastungswechsel erleidet oder nur sehr wenige: d. h. eine Eisenbahnbrücke, auf welcher in 24 Stunden 100 Züge verkehren, muß (unter sonst gleichen Umständen) *unsicherer* erscheinen, als eine solche, die nur 10 Züge aufzunehmen hat, obwohl rein statisch bei jedesmaliger Belastung die Spannungen beider Brücken völlig gleiche sind. Ebenso müssen wir eine Brücke, die bei gleicher Art und Berechnung während der Dauer eines Jahres zahlreiche Windstürme auszuhalten hat, für unsicherer ansehen, als eine solche, die in ruhiger stiller Gegend liegt, wo sie nur ausnahmsweise von ebenso starken Winden heimgesucht wird. Im allgemeinen darf man darnach sagen: *Je häufiger die Belastungen auftreten, desto kleiner soll in den von ihnen gespannten Teilen die zulässige Spannung gewählt werden.*

Manche meinen zwar, das Eisen könne bei wiederholter Belastung innerhalb mäßiger Spannungsgrenzen *an Festigkeit zunehmen*, also sei die Häufigkeit der Belastung kein Grund, bei der Wahl der zulässigen Spannung berücksichtigt zu werden. Dabei stellen Jene das Eisen in gleiche Linie mit den menschlichen Muskeln, die bekanntlich (durch wiederholte maßvolle Anstrengung) wirklich gestärkt werden können. Aber weder das Eisen an sich, geschweige denn ein zusammengesetzter Eisenbau ist, wie die Muskeln, etwas Lebendiges, das sich auswachsen kann. Für den Techniker ist es ratsamer, jeden Eisenbau nur als ein Menschenwerk anzusehen, das sich durch den Gebrauch abnutzt und zwar um so eher, je häufiger es benutzt wird.

Über sogenannte *Dauerversuche*, d. h. Beobachtungen des Einflusses wiederholter Belastungen hat als Erster FAIRBAIRN berichtet. Dieser hat (1860—1862) einen 6 m langen Blechträger wiederholt bis zum endlichen Bruch belastet, um zu sehen, bei welcher Größe der Spannungen der Bruch erfolgte. Der Bruch trat schließlich bei einer kleineren Belastung ein, als derjenigen, welche rechnermäßig die Grenzwerte der Spannungen bis zur Bruchgrenze (Festigkeitsgrenze) geführt hätte⁷⁴. In den Jahren 1859 bis 1870 folgten die ausgedehnten Dauerversuche von WÖHLER — früher Obermaschinenmeister der Niederschlesisch-Märkischen Eisenbahn in Frankfurt a. O. — jetzt in Hannover und Ehrendoktor der dortigen Technischen Hochschule.

2. Über die Ergebnisse der Versuche WÖHLERS ist das Notwendige bereits in meiner Statik (St. I. 9) gesagt worden. Die Versuche haben im allgemeinen festgestellt, wie die Widerstandsfähigkeit eines Eisenstabes, unter sonst gleichen Umständen, in verschiedenem Grade beansprucht wird, je nachdem der Stab dauernd oder im Wechsel belastet, und je nachdem der Stab dabei Spannungswechsel erleidet oder nicht. Ausgeführt wurden die Versuche in eigens dazu eingerichteten

⁷⁴ FAIRBAIRN, Experiments to determine the effect of vibratory action and long-continued changes of load upon wrought-iron girders. British Association. Report of 30. Meeting. 1860. — Civil-Engineer and architects Journal. 1860. S. 257. 1861. S. 329. — The effect of time on wrought-iron girders. The Engineer. Nr. vom 2. Dez. 1864.

Festigkeitsmaschinen, in denen die Stäbe viele Millionen Male vergleichenden Spannungs- und Belastungswechseln unterworfen worden sind. Ich habe die Versuchsergebnisse (an genannter Stelle) in folgende Sätze gekleidet:

1. *Ein Spannungswechsel führt einen wiederholt belasteten Eisenstab eher zum Bruche, als wenn der Stab — bei gleich hohen Grenzwerten der Spannung — entweder bloß Zug oder bloß Druck erfährt.* Ein Stab, der zwischen den Grenzwerten $\pm 100^t$ und $\pm 250^t$ gespannt wird, ist darnach nicht so gefährlich belastet, wie ein Stab, der einen Spannungswechsel zwischen $\pm 100^t$ und $\mp 250^t$ erleidet. Im ersten Falle berechnet man (nach dem älteren Verfahren) den Stabquerschnitt F , abgesehen von der Möglichkeit des Knickens, aus

$$F = \frac{250}{\sigma},$$

worin σ gleich dem 4. bis 6. Teile der Zugfestigkeit einzusetzen wäre. Im Falle des Spannungswechsels wäre σ *kleiner* anzunehmen.

2. *Je größer beim Spannungswechsel — und bei gleich hohen Grenzwerten — der Spannungsunterschied ist, desto gefährlicher ist der Spannungszustand.* Ein Eisenstab, der zwischen den Grenzwerten $\pm 100^t$ und $\mp 250^t$ gespannt wird, ist nicht so gefährlich belastet wie ein Stab, dessen Spannungen zwischen $\pm 150^t$ und $\mp 250^t$ liegen. Denn der Spannungsunterschied beträgt im ersten Falle $100 + 250 = 350$, im zweiten Falle aber $150 + 250 = 400$. *Der gefährlichste Spannungszustand wäre danach derjenige, bei welchem die obere und die untere Grenze des Spannungswechsels einander gleich sind, d. h. für Spannungen zwischen $\pm 250^t$ und $\mp 250^t$.* In allen drei Fällen aber würde nach dem älteren Verfahren, wie oben,

$$F = \frac{250}{\sigma},$$

zu rechnen sein, während bei Berücksichtigung des Spannungswechsels σ *kleiner* zu wählen wäre und zwar in bestimmtem Verhältnis zur Größe des Spannungsunterschiedes (von 350, 400 und 500).

Die Ergebnisse der Versuche WÖHLERS sind für die gesamte Ingenieur- und Maschinentechnik insofern bahnbrechend geworden, als sie einerseits Grundlagen zur Beurteilung der Festigkeitseigenschaften von Eisen und Stahl geschaffen (18), anderseits aber auch neue Mittel geboten haben, um die mit der Wahl der zulässigen Spannungen zusammenhängenden Fragen ihrer Lösung entgegen zu führen. GERBER war es, der angeregt durch WÖHLERS Veröffentlichungen, zuerst eine praktische Formel für die Querschnittsberechnungen von Eisenbrücken verwendete und deren Einführung bei den bayrischen Staatsbahnen veranlaßte (1872). Seitdem hat GERBER diesem Gegenstande wiederholt seine Aufmerksamkeit zugewendet (1894—1896). Viele hervorragende Fachmänner sind GERBERS Spuren gefolgt, um — wie er — aus den Wöhlerversuchen auf wissenschaftlichem Wege ein allgemein brauchbares Maß für die Sicherheit eines Eisenbaues abzuleiten. Das waren, der Reihe nach: LAUNHARDT (1873), SCHÄFFER (1874), WEYRAUCH (1876) und WINKLER (1877) u. a.

3. LAUNHARDT nennt diejenige Festigkeit des Eisens, deren Kenntnis dazu befähigen würde, die Frage nach jenem Sicherheitsmaß erschöpfend zu beantworten, die *Arbeitsfestigkeit*. So bezeichnet er diejenige Spannungsgrenze, bei welcher ein Stab erst nach einer unendlich großen Zahl von Belastungswechseln brechen würde. Er unterscheidet zwei Fälle von Arbeitsfestigkeit:

1. Die *Tragfestigkeit*. Sie umfaßt nur denjenigen Fall, in welchem kein Belastungswechsel eintritt, wo also nur das *Eigengewicht* wirkt.
2. Die *Ursprungsfestigkeit*. Sie umfaßt nur diejenigen Fälle des Belastungswechsels, bei denen die untere Spannungsgrenze immer Null ist.

Man sieht, daß LAUNHARDT allein den Belastungswechsel im Auge hat, den viel wichtigeren Zustand des Spannungswechsels aber unberücksichtigt läßt. Deshalb hat die von ihm abgeleitete Formel für die zulässige Spannung heute nur noch einen geschichtlichen Wert. WEYRAUCH hat die Launhardtformel durch die Aufnahme des Spannungswechsels ergänzt, indem er einen neuen Fall der Arbeitsfestigkeit einführte, den er »*Schwingungsfestigkeit*« genannt hat: Die *Schwingungsfestigkeit* umfaßt die gefährlichsten Fälle des Spannungswechsels, bei denen die obere und die untere Spannungsgrenze immer gleich groß sind.

Die *Launhardt-Weyrauchformel* lautet in ihrer allgemeinen Gestalt

$$\sigma = k \left(1 + \beta \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right). \quad (11)$$

Darin bedeuten:

- σ : Die gesuchte zulässige Spannung eines Querschnittes unter Berücksichtigung des Belastungs- und des Spannungswechsels;
- S_{\min} und S_{\max} : kleinster und größter Zahlenwert der im Querschnitt herrschenden Stabkraft oder Faserspannung, abgesehen vom Vorzeichen;
- k : zulässige Spannung für den Fall der Ursprungsfestigkeit. Denn für diese ist nach Vorigem der kleinste Zahlenwert von S_{\min} immer gleich Null;
- β : eine Erfahrungszahl, gewonnen aus den Versuchsergebnissen WÖHLERS.

Für die oben erläuterten drei Fälle der Arbeitsfestigkeit gibt die obige Formel (11) folgende zulässige Spannungen:

Für die *Tragfestigkeit*

$$\sigma = k(1 + \beta), \quad (12)$$

weil hierbei immer $S_{\min} = S_{\max}$ ist.

Für die *Ursprungsfestigkeit*, wie schon erläutert,

$$\sigma = k. \quad (13)$$

Für die *Schwingungsfestigkeit*

$$\sigma = k(1 - \beta), \quad (14)$$

weil dafür $\frac{\pm S_{\min}}{\mp S_{\max}} = -1$ ist, wodurch das Plus-Vorzeichen der Formel (11) sich in Minus wandelt.

Die Launhardt-Weyrauchformel wäre in ihrer einfachen Gestalt auch heute noch brauchbar, wenn ihre Erfahrungswerte k und β den heutigen Forderungen an die

Sicherheit von Eisenbauten angepaßt würden. Außerdem gibt es noch eine große Zahl von ähnlichen Formeln, mit deren Hilfe für jeden vorkommenden Belastungs- und Spannungszustand und für alle Arten von Eisenbrücken die zulässige Spannung σ ausgerechnet werden kann. Fast jeder Professor des Brückenbaues — ich nehme mich selbst dabei nicht aus — hat einmal eine solche Formel geschaffen und sich bemüht, sie recht annehmbar zu machen. Trotzdem steht es aber heute noch in Frage, ob es überhaupt möglich ist, solche allgemeine Formeln zu finden, die alle berechtigten, im Vorigen besprochenen Anforderungen erfüllen. Und weiter fragt es sich, ob man nicht mit einfachen Bestimmungen von Fall zu Fall die zulässigen Spannungen den gegebenen Bedingungen schärfer anpassen kann, als durch allgemeine wissenschaftliche Formeln, die in manchen besondern Fällen versagen. Diese und andere Fragen werden ausführlich zu besprechen sein, wobei vorläufig die bisherige geschichtliche Behandlungsweise noch beibehalten werden soll.

29. Entwicklung der Grundlagen für das Festsetzen der zulässigen Spannungen.

1. Die im Zeitraum von 1873—1877 vorgeschlagenen Formeln für die Bestimmung der zulässigen Spannung (von LAUNHARDT, SCHÄFFER, WEYRAUCH und WINKLER) wurden bald an den meisten deutschen technischen Hochschulen in den Unterricht eingeführt, obwohl schon viele Stimmen laut geworden waren, die dagegen sprachen. Als erster scharfer Kritiker trat MOHR auf (1881—1882). Mohr war mit Recht der Meinung, daß in einer allgemeinen Formel für die Querschnittsberechnung von Eisenstäben nicht allein die Ergebnisse der Wöhlerversuche, sondern auch noch andere, für die Sicherheit des Baues maßgebende Einflüsse aufgenommen werden müßten. Als solche bezeichnete er: Größe, Form und Zusammensetzung der Querschnitte, Festigkeit der Knotenverbindungen, Dauer der Belastungen, Stöße der Verkehrslast, ungleichmäßiger Anteil der Bauglieder an der Haltbarkeit des Gesamtbaues, Ungenauigkeiten der Berechnung. Auch bestreitet er die Zulässigkeit der unmittelbaren Anwendung der Wöhlerversuchswerte, weil diese nur aus *Biegungsversuchen* einfacher Stäbe gewonnen seien, wobei die Spannungsschwingungen in sehr kurzen Zeitabständen aufeinander folgten, und weil die Spannungswerte aus Beanspruchungen abgeleitet worden seien, die *über* der Elastizitätsgrenze lagen, für welche also das der Berechnung zugrunde gelegte Elastizitätsgesetz (St. I. 4) keine Gültigkeit mehr hatte. MOHR macht ferner darauf aufmerksam, wie für die Druckglieder eines Eisenbaus nicht der Spannungswechsel, sondern die *Knickgefahr* die gefährlichere sei. Er befürwortet schließlich das Festsetzen der zulässigen Spannungen von Fall zu Fall.

Inzwischen hatte BAUSCHINGER, der frühere Leiter der mechanisch-technischen Versuchsanstalt der Münchener technischen Hochschule, seine Ergänzungen der Wöhlerversuche veröffentlicht (1885). Dadurch gelangte ein wichtiges Versuchsergebnis zur allgemeinen Kenntnis, dessen Richtigkeit bislang mit Erfolg nicht bestritten worden ist. In meiner Statik (St. I. 6) habe ich dies Ergebnis wie folgt gefaßt:

Ein Eisenstab, der keinen Spannungswechsel erleidet, bricht selbst nach vielen Millionen von Belastungswechseln nicht, falls dabei der Grenzwert der Spannungen immer unter der sog. Elastizitätsgrenze bleibt.

Weil nun in einem Eisenbau, um bleibende Formänderungen zu vermeiden, grundsätzlich in keinem seiner Teile eine Spannung die Elastizitätsgrenze überschreiten darf, so bestreitet der obige Satz die Notwendigkeit, Querschnitte, die *keinen* Spannungswechsel erleiden, nach den neuern wissenschaftlichen Formeln zu berechnen. LAISSLE und SCHÜBLER wendeten sich deshalb (1885) ebenso wie MOHR gegen die neuen Formeln: Nach BAUSCHINGERS Versuchen sei es nur erforderlich, die zulässigen Spannungen für bloße Zug- oder Druckglieder weit genug unter der Elastizitätsgrenze zu halten, um deren Überschreitung durch dynamische Einflüsse, oder durch die unvermeidlichen Neben- und Zusatzspannungen (St. III. § 10) u. dgl., mit Sicherheit zu vermeiden. Bei Querschnitten, die Spannungswechsel erleiden, könnten die solchergestalt ermittelten zulässigen Spannungen auf *zwei Drittel* ihrer Größe verringert werden, weil (nach den Wöhlerversuchen) die »Schwingungsfestigkeit« etwa zwei Drittel so hoch liege als die Elastizitätsgrenze.

2. Wie es, ohne von den Wöhlerversuchen auszugehen, möglich ist, zu Formeln für σ zu kommen, die der Launhardt-Weyrauchformel fast gleichen, hat LANDSBERG zuerst gezeigt (1885). KROHN schlägt (1885) vor, eine mit der Zahl der stoßenden Räder *veränderliche Stoßwertziffer* (21) einzuführen. HÄSELER benutzt die Stoßwertziffer

$$z = 1,2 + \frac{1}{n},$$

worin n die Zahl der für den Bauteil bei der gefährlichsten Lastlage in Betracht kommenden Achsen ist. MELAN faßt die von den dynamischen Einwirkungen der Verkehrslasten herrührende Vergrößerung der Spannungen für *Hauptbahnen* in die Formel

$$\varphi = 0,14 + \frac{8}{l + 10}. \quad (15)$$

Darin ist l die Stützweite der Träger oder (bei gewissen Fachwerkstäben) die Länge des Lastenzuges bei seiner gefährlichsten Lage. Bedeuten dann z. B. für einen Fachwerkträger

E, V : die durch Eigengewicht und Verkehrslast verursachten Stabkräfte;

σ_0 : die für alleinige Wirkung des Eigengewichts geltende zulässige Spannung,

so folgt der Stabquerschnitt (abgesehen von der *Knickgefahr*) aus

$$F = \frac{E + (1 + \varphi) V}{\sigma_0}. \quad (16)$$

Dieser Ausdruck ist nach gleichen Grundsätzen gebaut, wie die bekannte Formel (10) von GERBER. Der Unterschied zwischen der Gerber- und der Melanformel besteht nur darin, daß GERBER an Stelle von $(1 + \varphi)$ die Zahl 3 setzt. Außerdem wählt GERBER (bei Schweißeisen) für σ_0 die Elastizitätsgrenze, während MELAN (um auch Neben- und Zusatzspannungen u. dgl. zu berücksichtigen) dafür nur 1000 atm, also etwa nur zwei Drittel der Elastizitätsgrenze für zulässig hält. EBERT greift nicht ohne Berechtigung auf die Gerberformel zurück (1896). Um aber dabei auch den *Spannungswechsel* zu berücksichtigen, setzt er für bloße Zug- oder Druckquerschnitte nach GERBER

$$F = \frac{E + 1,5 V}{\sigma_0} \quad (17)$$

und, bei eintretendem Spannungswechsel

$$F = 1,5 \frac{S_{\min} + S_{\max}}{\sigma_0}, \quad (18)$$

worin $S_{\min} + S_{\max}$ den sogenannten *Spannungsunterschied* (29) zwischen den Grenzwerten einer Stabkraft oder einer Faserspannung bedeutet, und σ_0 (für Schweiß-eisen) gleich 1200 atm angenommen wird. Nach EBERT soll also der Querschnitt im einfachen Verhältnisse zum Spannungsunterschiede wachsen. Eine gleiche Art der Bewertung des Spannungswechsels gilt heute in Nordamerika⁷⁵, worüber die im *Anhange* § 14 mitgeteilten Zahlen zu vergleichen sind.

3. Ein *Rückblick* auf die (unter 27–29) besprochenen offenen Fragen beim Festsetzen der zulässigen Spannungen läßt erkennen, was bei der Bildung von allgemeinen Formeln oder bei der Behandlung von Fall zu Fall zu beachten sein wird. Das ist im wesentlichen etwa das Folgende:

1. Das ältere Verfahren, wonach für kleinere, größere und größte Stützweiten je ein *unveränderlicher Wert* der zulässigen Spannung angenommen wurde, hat sich überlebt.

2. Die zulässigen Spannungen für *Hauptträger-* und *Fahrbahn*teile sind je für sich festzusetzen, und dabei sind die Einflüsse der *lotrechten* und *wagerechten Lasten*, sowie deren *Häufigkeit*, je getrennt zu bewerten.

3. Für *Eigengewicht* und *Verkehrslast* sind je besondere, von einander verschiedene Werte der zulässigen Spannung einzuführen. Auf diesem Wege ist es möglich, auch die *Stoßwirkungen* der Verkehrslasten zu berücksichtigen, ohne dazu einer Multiplikation der Einzellasten mit *Stoßbeiwerten* zu bedürfen (GERBER und MELAN).

4. Bei *bloßen Zug-* oder *Druckquerschnitten* darf die zulässige Spannung (für die Summe aus Grund- und Nebenspannungen) bis auf etwa zwei Drittel der Elastizitätsgrenze steigen, d. i. für Schweißeisen etwa 1000 atm, für Flußeisen etwa 1600 atm (LAISSE und SCHÜBLER, LANDSBERG).

5. In Querschnitten, die *Spannungswechsel* erleiden, soll die zulässige Spannung im passenden Verhältnisse zum Spannungsunterschiede stehen (EBERT und Nordamerika).

6. *Dynamische Einflüsse* sind zurzeit noch nicht genau genug zu berechnen. Man kann sie aber durch entsprechende Bewertung der zulässigen Spannungen, des Eigengewichtes und der Verkehrslasten berücksichtigen (GERBER und MELAN).

Leider gibt es heute noch keine Formel, die allen obigen Forderungen völlig gerecht wird. Es ist auch kaum anzunehmen, daß es je eine solche geben wird. Am ratsamsten wird es sein, die zulässigen Spannungen von Fall zu Fall festzusetzen und es wäre sehr zu wünschen, wenn es dabei innerhalb der Grenzen von Deutschland bald zu einer allgemeinen Einigung käme, ähnlich wie sie in

⁷⁵ DENICKE, Neuere Eisenbahnbrücken in Nordamerika. Centralbl. der Bauverw. 1906. S. 248.

Nordamerika heute schon erzielt worden ist. Je einfacher die betreffenden Vorschriften, desto besser. Viele der bestehenden Bestimmungen erscheinen heute veraltet, von den neuern teile ich (unter 31) Einiges mit.

30. Die zulässigen Spannungen in Knotenverbindungen.

1. Für *Knotenverbindungen* (St. I. 14) kommen beim Festsetzen der zulässigen Spannungen besondere Verhältnisse vor, die bereits an dieser Stelle zu besprechen sind.

Nietverbindungen werden im Brückenbau in der Regel auf *Abscherung* und *Stauchdruck* (Lochwandungsdruck) berechnet (St. I. 105 u. 121). Eine Berechnung auf *Reibung* empfiehlt sich hierbei nicht, weil erfahrungsmäßig selbst bei neuern, gut gebauten Eisenbrücken nach wenigen Jahren viele Niete wichtiger Knotenverbindungen — namentlich in Fahrbahnteilen — *lose werden*, d. h. die beim Erkalten der warm eingetriebenen Niete seinerzeit erzielten Achsenkräfte der erkalteten Niete sind nicht mehr vorhanden. Somit fehlen diejenigen Kräfte, welche die Reibung zwischen den Verbindungsstücken erzeugt hatten. Das ist der Grund, warum der Sicherheit wegen die Nietverbindungen — ebenso auch vorkommende *Schraubenverbindungen* — auf Abscherung und Stauchdruck berechnet werden (§ 4).

Rein theoretisch sollte die zulässige Schubspannung τ höchstens gleich vier Fünftel der zulässigen maßgebenden Normalspannung σ_{ma} sein (St. I. 120), wenn die Poissonsche Zahl $m = 4$ gesetzt wird. Für $m = 3$ wäre

$$\tau = \frac{3}{4} \sigma_{ma}. \quad (19)$$

Deshalb nehmen viele Bauverwaltungen die zulässigen Schubspannungen nicht höher an, als drei Viertel der zulässigen Normalspannungen. Andere rechnen aber mit

$$\tau = \sigma \quad (20)$$

und das scheint mir berechtigt zu sein, einerseits weil diese Annahme verschiedene Rechnungen erleichtert, anderseits aber auch, weil (auch bei einigen losen Nieten) doch immerhin die verbleibenden Reibungskräfte die Sicherheit gegen Abscheren wohl um das fehlende Viertel oder Fünftel erhöhen werden.

Der zulässige *Stauchdruck* s für Nietverbindungen wird in der Regel gleich der doppelten zulässigen Abscherung oder Normalspannung genommen. Das entspricht den Ergebnissen zahlreicher Versuche und gilt auch für *Schraubenverbindungen*. Anders liegt die Sache aber bei *Bolzengelenken*.

2. *Gelenkbolzen* haben wesentlich andere Aufgaben zu erfüllen, als Niete und Schrauben. Sie sollen nicht allein fest genug sein, sondern bei eintretenden Formänderungen des Überbaues, auch eine Drehung ihres Knoten um das Bolzenmittel zulassen. Nun wurde allerdings bei Besprechung der *Nebenspannungen* (St. III. 56) bereits gesagt »aber auch bei Bolzenknoten, wie sie die amerikanischen Fachwerkträger in der Regel aufweisen, tritt während der Belastung ein reibungsloses Drehen der Stäbe um ihre Bolzenmittel niemals ein. Denn jeder Bolzen wird beim Aufstellen des Trägers, unter Anwendung schwerer Schläge, gewaltsam in sein Auge getrieben, wodurch Reibungswiderstände erzeugt werden, die erfahrungsmäßig eine Drehung der Stäbe um ihre Bolzen in der Regel verhindern«. Danach

darf man im Betriebe der fertigen Brücke die Möglichkeit der Drehung ihrer Knoten um die Bolzen in der Regel nicht erwarten. Anders liegt die Sache aber bei der Aufstellung der Brücke. Dabei müssen solche Drehungen — nötigenfalls unter Anwendung von Zwangsmitteln — öfter vorgenommen werden. Deshalb sollten zylindrische Gelenkbolzen (und auch *Kugelgelenke*), namentlich wenn sie in *Stützenknoten* liegen, auf Stauchdruck und Biegung nur niedrig beansprucht werden, damit bei den auftretenden elastischen Formänderungen ihre für die Beweglichkeit notwendige glatte mathematische Oberflächengestalt möglichst wenig verändert wird. Bei Stützengelenken sollte der Stauchdruck nicht über etwa 500 atm gehen, wenn möglich aber noch niedriger sein.

Im nordamerikanischen Brückenbau darf der Stauchdruck der Knotenbolzen bis auf *das anderthalbfache* der zulässigen Normalspannung steigen. In den meisten Fällen ist aber die Biegezugfestigkeit maßgebend (St. I. 105, b). Weil die Bolzen in der Regel aus bestem geschmiedeten Flußstahl (19) hergestellt werden, so läßt man in Nordamerika eine Biegungsspannung bis auf 1500 atm zu.

3. Auf diejenigen Knotenverbindungen ist noch besonders hinzuweisen, die erfahrungsmäßig im allgemeinen die gefährlichste Beanspruchung erleiden. Das sind die *Knoten des Bahngerippes*, namentlich also in erster Linie Verbindungen zwischen Längsträgern und Querträgern und sodann auch solche zwischen Querträgern und Hauptträgern. Für diese Knoten sollten besondere Werte der zulässigen Spannungen vorgeschrieben werden.

4. Über die zulässigen Spannungen der *Kabel und Ketten von Hängebrücken* und von *besondern Lagerteilen und Verankerungen* ist das Nähere im II. Bande zu vergleichen.

31. Neuere Vorschriften über zulässige Spannungen.

1. In den *Vorschriften für die preußischen Staatsbahnen* (1903) wird der Spannungswechsel nicht besonders berücksichtigt. Es gilt darin für *Flußeisen*:

a) Für auf Zug und Druck beanspruchte Teile der Hauptträger von Fachwerkbrücken und von Vollwandbrücken über 10 m Stützweite.

Stützweite	bis zu	20	40	80	120	160	200 m
zulässige Spannungen σ :							
ohne Rücksicht auf Wind » »		850	900	950	1000	1050	1100 atm
mit » » » » »		1000	1050	1100	1150	1200	1250 »

Dabei müssen alle Druckglieder eine mindestens fünffache Sicherheit nach der Eulerformel haben (St. III. 24). Hier fehlt eine Bestimmung darüber, wie gerechnet werden soll, wenn die Eulerformel nicht mehr gültig ist.

b) Für Vollwandträger unter 10 m Stützweite und *Fahrbahnträger*.

	zulässige Spannungen σ :
Hauptträger.	800 atm
Quer- und Längsträger mit im Schotterbett liegendem Oberbau	800 »
Längsträger mit Lastübertragung durch Querschwellen.	750 »
Querträger hierbei	750 »
Längsträger mit unmittelbarer Lastübertragung	700 »
Querträger, bei fehlenden Längsträgern	700 »

c) Für Glieder der Wind- und Eckverbände (Seitenverbände).

Hier gelten die obigen zulässigen Spannungen für Hauptträger, wenn bei Windverbänden keine Flacheisenstreben unter 80×10 mm und bei Eckverbänden keine schwächern Winkel als Nr. 7, 10 mm stark verwendet werden.

d) Für Nietverbindungen.

Der zulässige *Stauchdruck* (Lochwandungsdruck) ist höchstens gleich der doppelten zulässigen *Schubspannung* zu setzen.

Stützweite	bis zu 20	40	80	120	160	200 m
	zulässige Schubspannungen τ :					
Knotenverbindungen der Hauptträger »	765	810	855	900	945	990 atm
» im Bahngerippe »	715	760	805	850	895	940 »

e) Art der Spannungsberechnung.

Nebenspannungen brauchen in der Regel nicht besonders in Rechnung gestellt zu werden. Wo dies für notwendig gehalten wird, ist zu prüfen, ob und in wie weit die vorgeschriebenen Werte der *zulässigen Spannungen* geändert werden müssen.

2. In den *Vorschriften für die schweizerischen Eisenbahnen* wird auch der *Spannungswechsel* berücksichtigt. Für *Flußeisen* gilt darin

a) Für Querschnitte, die bloßen Zug oder Druck, oder Spannungswechsel erleiden.

$$\text{in } t/\text{cm}^2: \sigma = 0,800 + 0,25 \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \text{ (höchstens).}$$

b) Für Nietverbindungen.

$$\tau = 0,9 \sigma \text{ (höchstens)}$$

$$s = 3 \sigma \text{ (höchstens).}$$

3. Besondere Aufmerksamkeit verdienen die *Vorschriften*, nach denen die großen nordamerikanischen Eisenbahngesellschaften und Brückenbauanstalten neuerdings (1906) arbeiten.

Man vergleiche darüber den Wortlaut dieser Vorschriften im Anhang § 14 und die Geschichte ihrer Entstehung unter § 11.

§ 4. Niete und Schrauben als Verbandmittel.

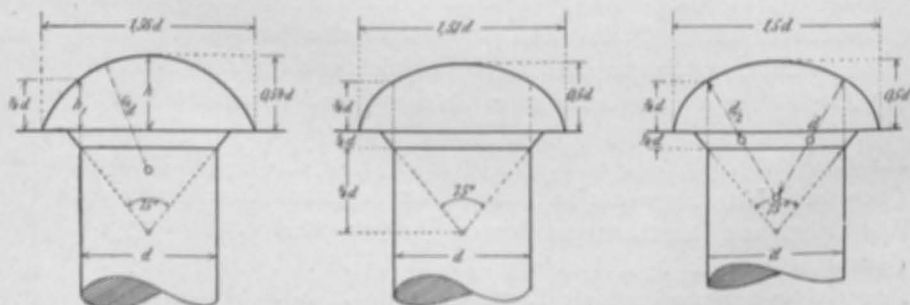


Fig. 138. Verschiedene volle Kopfformen regelrecht versenkter Niete.

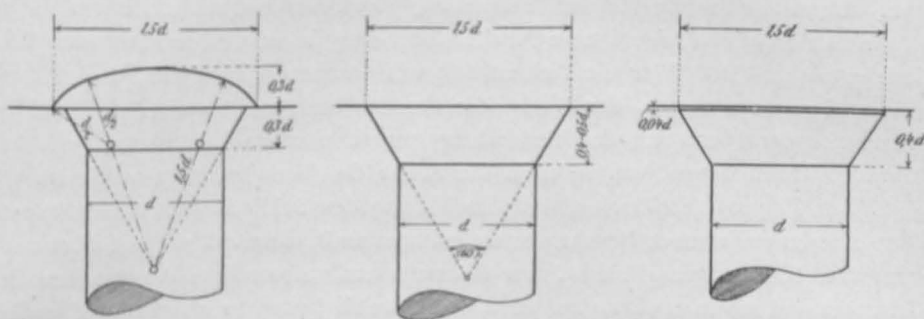


Fig. 139. Außergewöhnlich versenkte Niete. *a* Halb versenkt. *b* u. *c* Ganz versenkt.

32. Die Niete und das Vernieten.

1. Nieten sind das herrschende Verbandmittel des europäischen Brückenbaues. Sie sind als Handelsware aus Sonderfabriken zu beziehen. Ihre Herstellung erfolgt meist auf selbsttätig arbeitenden Pressen, in denen an erhitzten Rundeisen von bestimmter Länge an einem Ende ein sog. *Setzkopf* gestaucht wird. Danach besteht das noch unverarbeitete Niet aus einem *Schaft* von bestimmter Länge und dem Setzkopf, der meist die Gestalt eines Kugelabschnittes erhält. Die Schaftlänge richtet sich nach der Gesamtstärke der aufeinander liegenden Verbandstücke und ist aus (ein für alle Mal) vorher berechneten *Niettabellen* zu entnehmen (vgl. den III. Band). Die im Brückenbau gebräuchlichen Setzkopfformen sind in den Fig. 138 dargestellt.

Die Schaftdurchmesser liegen im europäischen Brückenbau zwischen den Grenzen von etwa 13—26 mm. Man unterscheidet dabei *Kraftniete* (18—26 mm) und *Heftniete* (13—18 mm): Jene dienen zur Übertragung von Spannungen, die von den Belastungen verursacht werden; diese dienen dazu, um das feste Aufeinanderliegen der einzelnen Verbandstücke zu bewirken, damit die Stücke sich nicht etwa bauchen, auseinanderfedern, oder damit die Verbindung gegen Eindringen von Wasser *dicht* genug wird.

Die *Nietstärke* d soll in richtigem Verhältniß stehen sowohl zur Stärke der Verbindung, als auch zur Stärke ihrer einzelnen Lagen (Eisenstärken, Blechstärken). Gewöhnlich soll der *Schaftdurchmesser nicht kleiner sein als ein Viertel der Verbindungsstärke*. Diese dürfte deshalb im äußersten Falle 4 mal 2,6 = 10,4 cm betragen. Bei vier bis sieben Lagen der Verbindung könnte deren Stärke also von 2,5—1,5 cm wechseln. Daraus geht hervor, daß es allgemein nicht möglich ist, auch das Verhältniß von Nietstärke zur Blechstärke oder Lagenstärke festzulegen. Das kann nur von Fall zu Fall geschehn, worüber weiterhin (unter 41) nachzulesen ist.

Alle Niete müssen bei der Herstellung einer Vernietung gleichmäßig gelb warm (von Zunder und Span befreit) in die dazu dienenden Nietlöcher gesteckt werden, und nach erfolgter Bildung des sog. *Schließkopfes* muß dieser noch dunkelrot glühen, damit der Nietschaft zwischen Setz- und Schließkopf sich bei seiner Wärmeabnahme verkürzen und dadurch die Verbandstücke kräftig zusammenpressen

kann. Denn die nach erfolgter Verkürzung des Nietschaftes in diesem tätige Achsenkraft ist die einzige innere Kraft, die einen dauernden Bestand der Verbindung herbeiführt. War die Achsenkraft von vornherein zu klein, um ein gehöriges Zusammenpressen der Verbandstücke zu besorgen, so ist ein baldiges *Loswerden* der Niete und der Verbindung um so eher zu befürchten, je näher diese den Orten liegen, von welchen die Stöße der Verkehrslasten ausgehen.

2. Aus Obigem geht hervor, daß die Bildung des Schließkopfes unter Anwendung eines angemessenen Druckes rasch erfolgen muß, damit das ganze Niet noch warm und bildsam genug bleibt, um einerseits ein vollständiges Ausstauchen des Nietloches und seiner etwa vorhandenen Unregelmäßigkeiten zu erzielen und anderseits die Möglichkeit der Entstehung der Achsenkraft nicht zu verhindern. Der fertige Schließkopf darf aber auch keine zu hohe Wärme mehr zeigen, damit nicht etwa die elastisch zusammen gepreßten Verbandstücke sich nachträglich wieder lockern können. Der Hitzegrad des fertigen Schließkopfes ist von großem Einfluß auf die Haltbarkeit der Nietverbindung. *CONSIDÈRE* hat durch Versuche ermittelt, daß die *Reibung* zwischen den Verbandstücken um 40—50 Hundertstel wächst, während die Schließkopfwärme vom Hellrot bis zum Dunkelrot abnimmt⁷⁶.

3. Die *Herstellung der Nietlöcher* soll (nach den im Anhang § 14 gegebenen »deutschen Normalbedingungen«) durch *Bohren* erfolgen, weil bei dieser Art der Lochung die Verbandstücke in der Nähe der Löcher keine wesentliche Einbuße an ihrer Festigkeit erleiden und weil außerdem dabei die Löcher am genauesten zylindrisch ausfallen. Im Auslande erlaubt man vielfach noch das *Stanz* der Nietlöcher auf Stempelpressen (Lochmaschinen). Das ist in Deutschland verpönt. Das Festsetzen des Verhältnisses zwischen den Durchmessern von Nietloch und Nietschaft bleibt gewöhnlich dem Niethersteller überlassen, der die Niete (damit sie im warmen Zustande bequem einzustecken sind) um etwa 3 Hundertstel dünner pressen läßt, als die gebohrte Lochweite. (Vgl. darüber die amerikanischen Vorschriften im Anhang § 14.) Das Bohren hat übrigens gegenüber dem Stanzen noch einen andern großen Vorzug, der im besonderen zu erörtern sein wird.

Genau genommen müßten nach erfolgtem Zusammenlegen aller einzelnen gebohrten Verbandstücke sämtliche Nietlochmittel und Nietlochkreise in der ganzen Verbindungsstärke mathematisch aufeinander fallen. Praktisch ist eine solche genaue Arbeit aber unmöglich auszuführen. In der Regel wird es einige Löcher geben, in denen die Lochkreise gegen einander mehr oder weniger verschoben liegen, so daß ein Durchstecken des Nietschaftes nicht eher möglich wird, bis man diese Unregelmäßigkeiten der Lochherstellung beseitigt hat. Das geschieht gewöhnlich durch das *Aufreiben* der Löcher mit Hilfe der *Reibahle* (Fig. 140) oder gar — wie es aber unzulässig ist — gewaltsam durch Eintreiben eines *Stahldornes* (Fig. 141).

Um die ziemlich kostspielige Handarbeit des Aufreibens zu vermeiden, kann man aber in wichtigen Fällen die einzelnen Verbandstücke, ehe man ihre Löcher

⁷⁶ *CONSIDÈRE*, Mémoire sur l'emploi du fer et de l'acier dans les constructions. II. Teil Ann. des ponts et chauss. 1886. I. S. 148.

bohrt, mit Hilfe von Schrauben oder Zwingen zu der verlangten Verbindung zusammenlegen (Fig. 142—143), um dann erst die Löcher durch die ganze Verbindungsstärke zu bohren, wobei die Bohrmaschine sowohl wagerecht als lotrecht und oft auch gleichzeitig mit mehreren Bohrern arbeitet. Dabei sind natürlich erst einzelne Löcher vorzubohren und darauf zu verdornen oder zu verschrauben.

Fig. 142 zeigt eine derart verspannte, zum Bohren hergerichtete Gurtung, Fig. 143 einen Vollwandträger, in welchem die wagerechten Löcher bereits gebohrt und vorläufig verschraubt sind. Eine solche Lochherstellung in ganz zusammengelegten Verbindungen ist bei Anwendung des Stanzens ausgeschlossen. *Darin liegt der erwähnte besondere Vorzug des Bohrens gegenüber dem Stanzen.*

4. Nach erfolgtem Durchbohren verbleiben an der oberen und untern Fläche des Verbandstückes noch kleine Unregelmäßigkeiten der Lochränder, die *Grate* genannt werden und durch *Aufreiben* mit Hilfe des

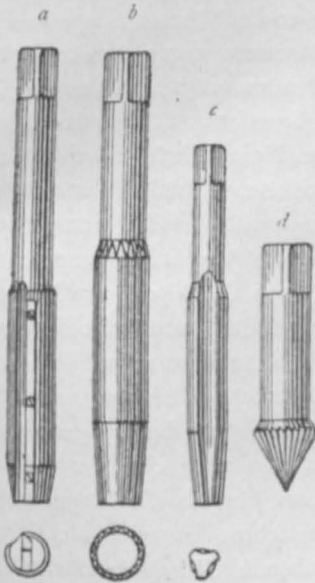


Fig. 140. Werkzeuge für das Aufreiben und Versenken.

a Messerreibahle. b geriffelte Reibahle. c genutete Reibahle. d Krauskopf zur Herstellung von Versenkungen.

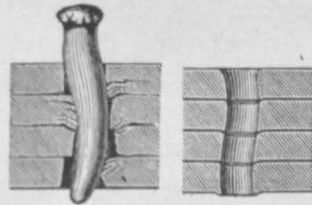


Fig. 141. Unzulässiges Dornen.

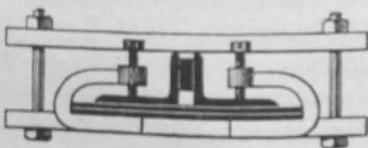


Fig. 142. Zum Bohren eingerichtete Gurtung.

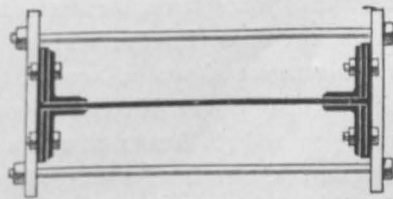


Fig. 143. Zum Bohren eingerichteter Blechträger.

sog. *Krauskopfes* (Fig. 140 d) zu beseitigen sind. Wenn das Aufreiben tiefer betrieben wird als nötig, um bloß den Grat zu entfernen, so entsteht dadurch im Lochrande die Fläche eines abgestumpften Kegels, die sog. *Versenkung*, und je nach ihrer Höhe unterscheidet man drei verschiedene Nietkopfformen: den vollen, den halbversenkten und den ganzversenkten Kopf (Fig. 138—139). Man sollte, wenn irgend möglich, in wichtigen Verbindungen nur volle Köpfe schlagen, weil diese am billigsten und bequemsten einzuziehen sind und erfahrungsgemäß am

festesten sitzen. Versenkte Niete sind immer nur Notbehelfe, besonders die ganz versenkten, denn die Gefahr des Losewerdens wächst mit der Höhe der Versenkung. Ehe man ganz versenkte Niete anordnet, sollte man überlegen, ob man nicht doch noch durch irgend eine passende Änderung des Entwurfes ausreichend Raum für Vollkopfniete schaffen kann, so daß man diese *bequem einziehen, schlagen und (falls sie einmal lose werden sollten) wieder entfernen und erneuern kann.*

Von seiten einiger Brückenbauanstalten ist häufiger der Wunsch ausgesprochen worden, die mit etwa ein Achtel des Schaftdurchmessers vorgeschriebene Versenkungstiefe des Vollkopfes nur in so weit herstellen zu müssen, als es zur Beseitigung des Grates der Nietlochränder nötig ist. Das ist z. B. von der Gesellschaft Harkort bei Gelegenheit des Baues der neuen Weichselbrücke bei Dirschau geschehen (1889). Die Gesellschaft hat zu verschiedenen Malen Versuche auf Abscheren und Zerreißen mit Nietverbindungen angestellt, wobei weniger oder mehr versenkte Niete mit nicht versenkten Nietten in Vergleich kamen. Das Ergebnis sprach zu ungunsten der Versenkungen, was (nach meiner Meinung) überraschend ist. Denn es ist statisch vorteilhaft, wenn der Querschnitt des durch die Achsenkraft gespannten Nietschaftes nicht plötzlich, sondern allmählich in die Kopfform übergeht, weil erfahrungsgemäß jeder plötzliche Übergang von Querschnitt zu Querschnitt an der Übergangsstelle — ähnlich wie beim Wasserdurchfluß — ein *Zusammenschieben* des Spannungsstromes, also auch eine Vergrößerung der Spannung zur Folge haben muß. Jedenfalls bedarf deshalb die Frage, ob das Versenken von seiten der Bauverwaltungen zu empfehlen ist oder nicht, noch weiterer Klärung, namentlich auch durch vergleichende *Stauchversuche*. Denn bei den meisten Nietverbindungen ist die Gefahr einer Zerstörung durch Stauchen in den Lochwandungen die maßgebende (35) und die Stauchflächen versenkter Niete sind größer als diejenigen unversenkter Niete.

5. Die Niete werden in Mitteleuropa auf der Baustelle in der Regel durch *Handarbeit* geschlagen. In der Werkstatt gebraucht man neuerdings für einfache Nietungen auch *Nietmaschinen*, meistens durch Wasserdruck, Luftdruck oder Elektrizität betrieben, deren Beschreibung im III. Bande folgt. Für Handarbeit gilt ein Schaftdurchmesser d von 26 mm als zulässige obere Grenze, d. h. bei der gebräuchlichen Stärke der Nietverbindung von etwa $4d$ darf man (bei guter Arbeit) noch ein völliges Ausstauchen des Nietloches und gutes festes Sitzen des Nietes erwarten. *CONSIDÈRE*⁷⁶ fand die *bestgepreßten* Niete bei einem maschinellen Stempeldrucke von 0,9—1,0^t auf 1 qcm, selbst bei den niedrigst zulässigen Hitze-graden. Das gäbe für Niete von 26 mm Schaftdurchmesser einen erforderlichen Gesamtdruck der Nietmaschine von etwa 50^t.

Die Maschinenarbeit ist der Handarbeit überlegen: Sie gestattet die Verwendung von Schaftdurchmessern d über 30 mm und von Verbindungsstärken bis etwa $6d$. Dabei hat sie noch einen besondern Vorzug insofern, als dabei der Nietstempel, nachdem er den Schließkopf fertig gepreßt hat, in seiner drückenden Stellung eine Zeitlang verharren kann, bis der Niet hinreichend kalt geworden ist. Dadurch wird eine Längenausdehnung des Nietes verhindert. Bei einigen Nietmaschinen ist auch ein zweiter Stempel vorhanden, der dem eigentlichen

Nietstempel ein wenig vorauf eilt, um die Verbandstücke stark zusammenpressen zu können, bevor die Bildung des Schließkopfes beginnt. Ich bin deshalb wie früher so auch heute noch der Meinung, daß eine vermehrte Verwendung von Nietmaschinen in der Werkstatt und auch auf der Baustelle dem deutschen Eisenbrückenbau zum Vorteil gereichen würde.

6. Schließlich wäre an dieser Stelle noch etwas über die *Herstellung der Dichtigkeit der Nietverbindungen gegen Eindringen von Wasser* zu sagen.

Im Eisenbrückenbau ist es merkwürdiger Weise bisher immer noch Gebrauch, das Dichten der Fugen von Nietverbindungen allein durch *Kitten* und *Farbeanstriche* zu besorgen, während man im Maschinenbau und Hochbau *mit viel besserem Erfolge* den gleichen Zweck durch das *Verstemmen* der Nietkopfränder und der Verbandstückkanten erreicht. Das Verstemmen geschieht nach erfolgter Vernietung in der Art, daß die Fugen der Verbindung mit Hilfe eines stumpfen Stahlmeißels und des Hammers überall bis zu ihrem völligen Verschuß ganz eng zusammen getrieben werden. Man wendet nun gewöhnlich ein, im Eisenbrückenbau habe das Verstemmen nicht viel Wert, weil die Kanten der Verbandstücke dafür nicht scharf genug seien und weil außerdem die Niete meistens zu weit und auch *nicht nahe genug an den Kanten* ständen. Der Einwand erscheint aber nicht stichhaltig. Denn es wird ja in der Hand des Ingenieurs oder der Werkstatt liegen, diejenigen Verbindungen, *die ganz dicht werden sollen*, in ihrer Nietstellung und der Sauberkeit ihrer Kanten derart auszubilden, wie es die Arbeit des Verstemmens fordert.

33. Die Stellung der Niete in den Verbindungen.

1. Zwei wichtige Maße der Nietstellung einer Verbindung sind der *Abstand des Nietmittels vom Rande eines Verbandstückes* und die *Entfernung der Mitten* zweier unmittelbar nebeneinander liegenden Nietköpfe. Für diese beiden Maße gibt es gewisse praktische Grenzwerte, die in Fällen einzuhalten sind, in denen ihre rechnerische Ermittlung ausgeschlossen ist. Der *kleinste Randabstand* c , wie er kurz genannt werden soll, ist etwa zu

$$c = \text{mindesten } 1,25 d \quad (21)$$

anzunehmen, wenn d der Schaftdurchmesser (die Nietstärke) ist. Wird c kleiner gemacht, so ist beim Schlagen des Nietes ein Reißen in der nahen Kante des betreffenden Verbandstückes zu befürchten. Größer als der kleinste zugehörige Nietmittelabstand (2,5 bis 3,0 d) sollte c nicht gemacht werden.

Für Niete von $d = 13$ mm Stärke gäbe das eine kleinste Breite b des betreffenden Verbandstückes mit

$$b = 13 (1 + 2 \cdot 1,25) = 3,25 \text{ cm.}$$

Für 26 mm Stärke erhielte man also die Mindestbreite des Stückes mit 6,50 cm.

Bei *Formeisen* kommt noch ein besonderer Umstand hinzu, der die Stellung des Nietes bedingt. Winkelleisen, U-Eisen, T-Eisen und I-Eisen usw. besitzen Ausrundungen in den inneren Ecken (16). Deshalb sollte ein Niet, damit sein Kopf überall gleich gut aufsitzt, stets so gesetzt werden, daß (im Querschnitt

gesehen) sein Kopfrand höchstens die Ausrundung berührt (Fig. 144). Durch diese Bedingung ist in jedem Falle die Mindestbreite des Stückes mit

$$b = c + c'$$

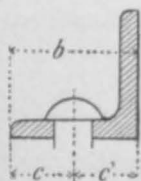


Fig. 144. Kleinste Stückbreite b .

bestimmt, wobei weder c noch c' kleiner als etwa $1,25 d$ ausfallen dürfen.

2. Der *Mittenabstand* e wird in vielen Fällen zu berechnen sein. Aber es gibt Grenzwerte für e , die nicht überschritten werden dürfen. Die Niete sind einander nicht zu nahe zu rücken, damit sie immer noch bequem und sicher geschlagen werden können und damit die zwischen den Nietlöchern liegende Verbandstück-Strecke keine unzulässigen Spannungen erhält. Außerdem dürfen die Niete nicht zu weit voneinander gesetzt werden, weil sonst das bereits erwähnte Aufbauchen oder Federn der einzelnen Verbandstücke eintreten und deshalb auch der Möglichkeit des Wassereindringens Vorschub geleistet wird. Kleiner als $2c$ sollte der Mittenabstand in der Regel nicht gewählt werden:

$$e \geq 2c \geq 2,5 \text{ cm.} \quad (22)$$

Bei *versenkten* Nieten sollte man e um so viel größer annehmen, als der mittlere Durchmesser der Versenkung die Nietstärke übertrifft, weil die Größe der Versenkung den Abstand zwischen den Nietlochwandungen verkleinert und dadurch die Spannungen in dem betreffenden Verbandstück-Querschnitt erhöht.

Die Gefahr des Klaffens, Federns, also auch des Wassereindringens besteht hauptsächlich in *Druckverbindungen*. Für solche darf man etwa

$$e \geq 8d \quad (23)$$

annehmen. In *Zugverbindungen* setzt man die Möglichkeit eines Ausbauchens einzelner Stücke gewöhnlich nicht voraus. Trotzdem kann sie vorkommen. Namentlich dann, wenn starke Formänderungen der betreffenden Stücke eintreten, bei denen die Spannungen nicht über alle gleich verteilt sind, denn dann werden die Längen ursprünglich gleichartiger Stücke verschieden groß, was eine gegenseitige Lagenänderung der Stücke verursacht. Deshalb sollte man auch in *Zugverbindungen* die Nietabstände nicht wesentlich größer machen, als in *Druckverbindungen*. In vielen Fällen wird man zweckmäßig auch schon aus Gründen der Symmetrie die Nietentfernungen in Druck- und Zugquerschnitten gleich halten.

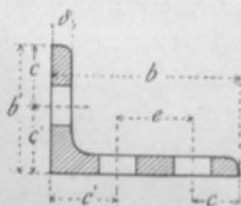


Fig. 145. Kleinste Stückbreiten b und b' .

Nach obigen praktischen Regeln kann man nun auch die Mindestbreite b solcher Stücke bestimmen, in denen *zwei Nietreihen* gesetzt werden. Für das ungleichschenkelige Winkelleisen der Fig. 145 erhält man z. B. die Schenkelbreite b mit

$$b = \alpha d + c + c'.$$

Setzt man den kleinsten Wert von $\alpha = 2$, ferner $c = 1,25 d$ und berechnet c' aus

$$c' = 0,5 d + r + \delta,$$

worin r , der Halbmesser der Ausrundung, gleich der mittleren Schenkelstärke δ ist, so erhält man

$$b = 3,75d + 2\delta.$$

Es ist nun bei den deutschen Normalprofilen (16) die mittlere Schenkelstärke durchschnittlich gleich ein Zehntel der Breite b . Das gibt

$$b - 0,2b = 3,75d$$

oder

$$b = 4,7d. \quad (24)$$

Für ein Niet von $d = 20$ mm Stärke genügt danach bei zweireihiger Nietstellung eine Schenkelbreite von 10 cm. Damit aber auch die kleinere Schenkelbreite b' ausreicht, muß mindestens

$$b' = c' + c = 1,25d + 0,5d + 2\delta$$

sein, oder

$$b' = 1,75d + 0,2b = 5,5 \text{ cm.}$$

Danach wäre das Normalprofil Nr. 6 $\frac{1}{2}$ /10 zu wählen, mit den Schenkellängen 6,5 und 10 cm.

3. Bei mehreren Nietreihen (Fig. 146) hat man Querreihen und Längsreihen zu unterscheiden, je nachdem die Reihen nach der Quer- oder Längsrichtung der Verbindung laufen. Dabei gibt es zweierlei verschiedene Anordnungen der Nietstellung: Die von Längsreihe zu Längsreihe aufeinander folgenden Nietmittel liegen in einer Querreihe entweder in gerader oder in gebrochener Linie. Liegen die Niete einer Querreihe in gerader Linie, so nennt man sie *gegenüberstehende*. Dagegen spricht man von *versetzten* Nieten, wenn diese in der Querreihe in gebrochener Linie liegen.

Das *Versetzen der Niete* ist aus verschiedenen Gründen im allgemeinen vorteilhafter als das Gegenüberstellen. Man nehme einmal an, der Abstand e der Längsreihen sei der kleinstzulässige mit Rücksicht auf das beim Herstellen der Löcher und beim Schlagen der Niete notwendige Vermeiden von unzulässigen Spannungen im Querschnitte der Verbindung. Dann kann man beim Versetzen der Niete in jedem Falle größere Nietmittellabstände erhalten, als beim Gegenüberstellen, was immer ein Vorteil ist. Zugunsten des Versetzens spricht aber noch ein schwerwiegender Vorteil: Man erhält dabei die *kleinste Breite* der Verbindung. Denn in jedem ihrer meist gespannten Querschnitte wird ein Nietloch weniger getroffen, als bei gegenübergestellten Nieten. Somit wird — wenigstens bei Zugverbindungen — der maßgebende, sog. *nutzbare Querschnitt*, d. h. der um die Nietlochflächen verminderte Vollquerschnitt, größer als bei gegenübergestellten Nieten.

Bei *Druckverbindungen* könnte man zwar den *vollen* Querschnitt als tragfähig betrachten, aber nur unter gewissen Voraussetzungen, die in vielen Fällen im

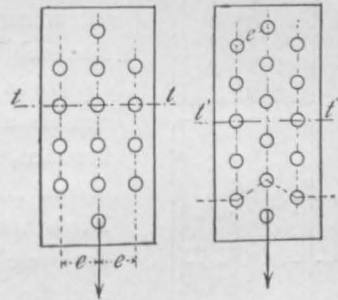


Fig. 146. Versetzte und nicht versetzte Niete.

Eisenbrückenbau nicht dauernd erfüllt sind. Tragfähig wäre nämlich der volle Druckquerschnitt nur dann, wenn jedes der in ihn fallenden Niete sein Loch vollkommen ausfüllte. Bei unvollkommener Nietarbeit, bei lose werdenden Nieten, auch schon bei unrunder oder nur an einzelnen Stellen zu großen Nietlöchern würde der Druckquerschnitt erst voll zum Tragen gelangen können, nachdem gewisse elastische Formänderungen sich vollzogen hätten, durch welche die gesamten Leibungen der Nieten zur satten Berührung mit ihren Lochwandungen kämen. Daher empfiehlt es sich, auch bei *Druckverbindungen* aus Sicherheitsgründen nur den *nutzbaren* Querschnitt in Rechnung zu stellen. In Fällen, wo es sich um Verbindungen in symmetrisch gebauten Trägern handelt, ist das schon allein des-

halb zu raten, um die Schwerpunktslage des nutzbaren Trägerquerschnittes gegen diejenige des Vollquerschnittes nicht verschieben zu müssen, was die Rechnung unnötig erschweren würde.

4. In die erste Querreihe, zunächst der wirkenden Achsenkraft, stellt man zweckmäßig ein Niet weniger als in die zweite Querreihe. Dadurch erhält man die geringste Breite b eines Anschlusses (Fig. 146), weil die Festigkeit in der zweiten Querreihe (obwohl dort, um die nutzbare Querschnittsfläche zu erhalten, ein Niet mehr als in der ersten Querreihe abziehen ist) immer noch größer bleibt, als in dieser. Der allgemeine Nachweis hierfür wird weiterhin (unter 41) gegeben.

Wo in einer Verbindung sowohl Reihen mit lotrecht stehenden als auch solche mit wagerecht liegenden Nieten vorkommen, wird man besonders darauf zu achten haben, daß überall Raum für das Einziehen und auch das Beseitigen jedes Niertes vorhanden ist. Hierbei ist das beschriebene Versetzen der Niete durchaus am Platze (Fig. 147). Man könnte in den zwei Reihen lotrecht stehenden Nieten diese auch versetzen (Fig. 147a), falls ihr Abstand e das zulässige Maß von etwa $8d$ nicht überschreitet. Die wagerechten Niete wären dann (wenn nötig) in Abständen von $4d$ zu setzen. Das gäbe zwar in jedem Gurtquerschnitte ein Nietloch weniger, also auch ein größeres Trägheitsmoment, als bei der Anordnung der Fig. 147b

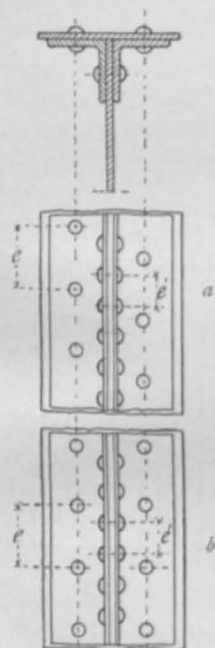


Fig. 147. Nietstellungen in Blechträgern.

mit gegenüberstehenden Nieten. Aber die unsymmetrische Nietstellung im Gurtquerschnitt würde auch eine Verschiebung der lotrechten Schwerachse des nutzbaren Trägerquerschnittes herbeiführen. Der Träger wäre dann (genau genommen) kein *ebener* mehr (St. I. 11). Und das spricht zu sehr gegen die Anordnung der versetzten Niete der Fig. 147a, um sie empfehlen zu können.

5. *Nietteilungen*, deren Größe zu berechnen ist, sollen immer gut abgerundete Maße sein. Ist auf einer gegebenen Länge eine bestimmte Zahl von Nieten unterzubringen, so soll man sämtliche Nietabstände einer Reihe möglichst gleich zu erhalten suchen. Ist das aus irgend einem Grunde nicht durchführbar, so hat man an passender Stelle eine sog. *ungerade Teilung* einzulegen, um dadurch das

in der Werkstatt vorzunehmende Übertragen der Teilungen auf die Verbandstücke zu erleichtern.

34. Einfache Nietverbindungen und Wahl der Nietstärken.

Die wichtigsten Nietverbindungen sind diejenigen in den *Gurten* von gegliederten Hauptträgern, sowie auch der *Fahrbahnteile* unter sich. Stoßverbindungen in der Wand gegliederter Träger sind selten, meist kommen dort nur Stabkreuzungen (St. I. 27) vor. Alle diese Verbindungen, namentlich die *Knotenanschlüsse* der Hauptträgerwände, der Querverbände und der Fahrbahnen werden im II. Bande (bei den baulichen Einzelheiten) ausführlich behandelt werden. Die folgende Berechnung der *einfachen* Nietverbindungen bietet dazu die Grundlage.

1. *Einfache Nietverbindungen* sind ebene Verbindungen von zwei bis drei Eisenlagen. Ihre Berechnung erfolgt nach den bekannten Sätzen für einfache Belastungsfälle (St. I. § 15), weil in den Verbindungslagen entweder nur eine Achsenkraft oder eine Querkraft oder ein Moment tätig ist. Zur Berechnung kommen in der Regel die *Nietenanzahl*, sowie auch *Rand-* und *Nietmittellabstände*. Die *Nietstärke* wird meistens nach praktischen Gesichtspunkten gewählt.

Die Eisenlagen gehen entweder *ungeteilt* durch, oder eine der Lagen besteht aus zwei Hälften, die (wie man sagt) *gestoßen* werden sollen. Der Querschnitt, in welchem die getrennten Lagenteile zusammenstoßen, heißt der *Stoß*. Der Stoß wird durch eine oder zwei ungeteilte Lagen *gedeckt*, d. h. die Verbindung soll durch die Vernietung so fest werden, als ob der Stoß überhaupt nicht vorhanden wäre. Jeder den Stoß deckende Teil ist eine *Decklasche*, *Deckblech*, *Stoßblech* oder kurzweg eine *Lasche*. Eine solche Vernietung heißt eine *Verlaschung*.

2. Es ist leicht zu sehen, daß eine Verlaschung, bei sonst gleicher Kräftewirkung, im Vergleiche zu einer Verbindung ungeteilter Lagen, doppelt so viel Niete erfordert, als diese, wovon eine Hälfte auf der einen und die andere Hälfte auf der andern Seite des Stoßes liegen. Die Art der Nietstellung jeder Hälfte wird dabei derjenigen entsprechen, die sich bei ungeteilten Lagen als beste erwiesen hat. Danach bildet die Berechnung einer Verbindung von ungeteilten Lagen die eigentliche Grundlage aller Berechnungen. Jedoch ist bei Verlaschungen (Fig. 148) noch ein besonderer Punkt zu besprechen. Das ist die Frage der *Laschenstärke*. Dabei wird, je nachdem zwei oder drei Lagen zu verbinden sind, die *einseitige* oder *unsymmetrische* und die *zweiseitige* oder *symmetrische* Laschung zu unterscheiden sein. Bei einseitiger Laschung und gleicher Breite der Lagen werden Laschenstärke und Lagenstärke gleich groß zu machen sein. Dagegen braucht die Stärke zweiseitiger Laschen im allgemeinen nur halb so groß zu sein, als diejenige der zu stoßenden Lage. Weil aber die *kleinste* Lagenstärke (nach den sog. Normalbedingungen) zweckmäßig nicht kleiner als 7 mm zu nehmen ist, so werden die Laschen bei zu stoßenden Lagen von 7—14 mm immer 7 mm stark sein müssen. Lagen, die stärker als 14 mm sind, können mit halb so starken Laschen gedeckt werden. Dieser Umstand beeinflusst, wie weiterhin gezeigt werden wird, die Nietanordnung der Verlaschungen.

3. Die *Nietstärke* d soll (nach 39) bei der größten Verbindungsstärke v — und bei Handarbeit — nicht kleiner als 26 mm werden. Die kleinste Verbindungs-

stärke besteht aber aus *zwei Lagen*, deren Stärke δ in der Regel nicht unter 8 mm sinkt. Unter der Voraussetzung, daß die Nietstärke beim größten v nicht kleiner als 26 mm werden darf, und beim kleinsten v mindestens gleich 15 mm zu wählen ist, erhält man für d die einfache Formel

$$\text{min. } d = \frac{v}{8} + 13 \text{ in mm.} \quad (25)$$

Z. B. Wie stark müssen mindestens die Niete einer Verbindung sein, die aus drei Blechlagen von je 16 mm Stärke besteht?

$$\text{min. } d = \frac{48}{8} + 13 = 19 \text{ mm.} \quad (26)$$

Nimmt man die *schwächste* Verbindung aus zwei je 7 mm dicken Lagen an, so erhält man dafür das größte Verhältnis von Nietstärke zur Lagenstärke mit

$$\frac{d}{\delta} = 2.$$

Für die größte Stärke der Bleche von 28 mm darf man höchstens drei Lagen wählen. Das gibt

$$d = \frac{3 \cdot 28}{8} + 13 = 24 \text{ mm}$$

oder

$$\frac{d}{\delta} = 0,857.$$

Wählte man Niete von 26 mm Stärke, so dürfte v höchstens gleich $4 \cdot 26 = 104$ mm werden. Das gäbe bei größter Blechstärke vier Lagen von je 26 mm Dicke. Also

$$\frac{d}{\delta} = 1.$$

Danach wird man genau genug die Grenzen des Verhältnisses von d/δ mit

$$\frac{d}{\delta} = 1 \text{ bis } 2 \quad (27)$$

festsetzen dürfen, was weiterhin bei den Berechnungen beachtet werden soll.

Die Formel (25) soll durchaus nicht etwa dazu dienen, um für jede Verbindungsstärke das d genau zu berechnen. Sie gibt nur das kleinste Maß von d , das immer nach oben abzurunden ist. In vielen Fällen sind aber noch besondere statische Rücksichten zu beobachten, die meist dahin führen, das berechnete Maß der kleinern Nietstärken noch zu vergrößern. Auch sollen in dem Überbau nicht zu viele verschiedene Nietstärken vorkommen. Die stärksten Niete von 26 mm — deren Herstellungskosten diejenigen der schwächern Niete übersteigen — sind an denjenigen wichtigen Stellen zu verwenden, wo auf kleinem Raume große Kräfte zu übertragen sind. Sie sind auch dort am Platze, wo zwar schwächere Niete genügen würden, wo es aber in erster Linie darauf ankommt, den Umfang der Nietverbindung aufs äußerste zu beschränken. So gibt es noch manche andere Rücksichten, die auf die Wahl der Nietstärken von Einfluß sein können. Darüber wird weiterhin das Erforderliche zu sagen sein.

35. Berechnung einfacher Nietverbindungen.

1. Die Reibung zwischen den Lagen der Verbindung wird, wenn genug Niete vorhanden sind, in manchen Fällen allein ausreichen, um die Verbindung fest zu machen. Die Größe der Reibung ist aber für Verbindungen in eisernen Überbauten nicht zutreffend genug festzustellen. Einwandfreie Versuche darüber liegen nicht vor, und eine rein theoretische Ermittlung erscheint zwecklos. Denn die Größe der Achsenkraft, von welcher die Reibung allein abhängt, kann nicht durch eine mathematische Formel ausgedrückt werden, weil sie zu sehr von den Zufälligkeiten der Nietarbeit usw. beeinflusst wird. Wo Niete mit Maschinen geschlagen werden, läßt sich der durchschnittlich auf 1 cm^2 Schaftquerschnitt fallende Arbeitsdruck leichter bestimmen, als bei der im Eisenbrückenbau vorwiegend gebräuchlichen Handarbeit, deshalb rechnet man im Maschinenbau häufig allein mit der Reibung, wobei man für 1 cm^2 Schaftquerschnitt der Niete etwa 1^t tätige Reibungskraft ansetzt. Im Brückenbau betrachtet man mit Recht die Reibung nur als angenehme Zugabe, durch welche der Sicherheitsgrad der Verbindungen erhöht wird. Außerdem haben langjährige Erfahrungen gelehrt, wie im Laufe der Zeit selbst die stärksten Nietverbindungen durch Losewerden ihrer Niete sich lockern. Deshalb ist es im Brückenbau Gebrauch geblieben, bei Nietberechnungen die Reibung als nicht wirksam anzusehen, d. h. also die Anzahl der Niete unter der Voraussetzung zu ermitteln, daß in ihnen innere Achsenspannungen nicht tätig sind.

2. Die größte Festigkeit zeigen Nietverbindungen gegen Abscheren und Zerdrücken ihrer Niete in der Richtung senkrecht zu ihrer Achse. Das Gefährlichste für eine Verbindung ist eine Beanspruchung ihrer Niete durch positive Achsenkräfte. Denn dadurch vermindert sich die Achsenpressung der Niete, was eine Verkleinerung der Reibung zwischen den Verbindungslagen, also eine Lockerung der Verbindung zur Folge hat. In manchen Verbindungen werden die Niete auf zusammengesetzte Festigkeit (St. I. 120) beansprucht, wobei diese außer gegen Abscheren oder Zerdrücken auch noch gegen Biegung zu widerstehen haben. Vorläufig sollen nur solche einfache Nietverbindungen behandelt werden, bei denen allein die Widerstände auf Schub und Druck in Frage kommen (St. I. § 15). Dabei erfolgt die Berechnung der Nietenzahl unter der nicht immer erfüllten Voraussetzung einer gleichmäßigen Kraftverteilung über alle Niete.

Man unterscheidet bei den einfachen Nietverbindungen die einschnittigen und die zweischnittigen, je nachdem bei der Zerstörung der Verbindung durch Schubkräfte ein Niet nur mit einem Querschnitte oder mit zwei Querschnitten widersteht (Fig. 148). Es sei

n : die notwendige Anzahl der nur auf Abscheren widerstehenden Niete;

m : desgleichen auf Stauchdruck (Lochwanddruck);

P : eine in den Blechlagen der Stärke δ wirkende Achsenkraft.

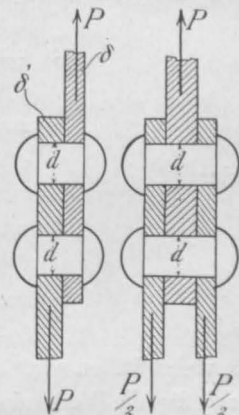


Fig. 148. Einschnittige und zweischnittige Verbindung.

Blechstärken (δ , δ') und Nietstärke d sind in den Fig. 148 eingeschrieben. Dann berechnet man n und m wie folgt:

	Einschnittige Verbindung (Fig. 148)	Zweischchnittige Verbindung (Fig. 148)
auf Abscheren	$n \left(\frac{d^2 \pi}{4} \tau \right) = P$	$2n \left(\frac{d^2 \pi}{4} \tau \right) = P$
» Stauchen	$m(\delta d s) = P$	$m(\delta d s) = P$

τ und s bedeuten zulässige Werte von Schubspannungen und Lochwandspannungen, die (nach 30) in jedem Falle gegeben sind. Für den gebräuchlichen Wert von

$$s = 2\tau$$

und für gleiche Festigkeit der Verbindung gegen Abscheren und Stauchen erhält man

$$\text{bei einschnittiger Verbindung: } n \frac{d^2 \pi}{4} \tau = m \delta d 2 \tau$$

$$\text{» zweischchnittiger » : } 2n \frac{d^2 \pi}{4} \tau = m \delta d 2 \tau$$

oder

$$\text{bei einschnittiger Verbindung: } \frac{m}{n} = \frac{d \pi}{8 \delta} \quad (28)$$

$$\text{» zweischchnittiger » : } \frac{m}{n} = \frac{d \pi}{4 \delta}$$

In vielen Fällen wird das Verhältnis $d : \delta$ gegeben oder doch mit Hilfe der Formel (25) für die Verbindungsstärke v passend festzusetzen sein. Jedoch gibt es auch manche Fälle, in denen das Verhältnis durch eine besonders zu stellende Bedingung ein für alle Mal festgelegt werden kann, nämlich, wenn man die Nietverbindung derart anordnet, daß die Zahl m gleich der Zahl n wird. Dann ergeben obige Gl. (28)

$$\begin{aligned} \text{bei einschnittiger Verbindung: } \frac{d}{\delta} &= \frac{8}{\pi} = 2,55 \\ \text{» zweischchnittiger » : } \frac{d}{\delta} &= \frac{4}{\pi} = 1,27. \end{aligned} \quad (29)$$

Daraus folgt, daß bei größter Nietstärke von 26 mm diese Bedingung nur zu erfüllen ist

$$\begin{aligned} \text{bei einschnittiger Verbindung für } \delta &\geq 10 \text{ mm} \\ \text{» zweischchnittiger » } \delta &\geq 20 \text{ mm.} \end{aligned} \quad (30)$$

3. Bestimmt man $d : \delta$ aus der Formel (28) für die Verbindungsstärke v , so ist dabei das Folgende zu beachten: die kleinste Stärke δ sei 8 mm, die größte (nach Tab. 3 S. 102) zu 28 mm anzunehmen. Daraus berechnet man bei einschnittigen Verbindungen

$$\text{für } \delta = 8 \text{ mm} : \frac{m}{n} = \frac{\left(\frac{v}{8} + 13\right) \pi}{8 \cdot 8} = \frac{15 \pi}{64} = 0,74$$

$$» \delta = 28 \text{ mm} : \frac{m}{n} = \frac{\left(\frac{v}{8} + 13\right) \pi}{8 \cdot 28} = \frac{\left(\frac{56}{8} + 13\right) \pi}{8 \cdot 28} = 0,26$$

d. h. die einschnittige Vernietung ist in jedem Falle auf Abscheren zu berechnen, denn die Zahl m der auf Stauchen berechneten Nieten ist stets kleiner als die Zahl n der für Abscheren notwendigen Niete.

Bei zweischnittigen Verbindungen berechnet man

$$\left. \begin{array}{l} \text{für } \delta = 28 \text{ mm} \\ » \delta' = 14 \text{ mm} \end{array} \right\} : \frac{m}{n} = \frac{\left(\frac{v}{8} + 13\right) \pi}{4 \cdot 28} = \frac{20 \pi}{112} = 0,56$$

$$\text{für } \delta = \delta' = 8 \text{ mm} : \frac{m}{n} = \frac{\left(\frac{v}{8} + 13\right) \pi}{4 \cdot 8} = \frac{16 \pi}{32} = 1,57.$$

Allgemein gilt für $m = n$ nach Gl. (29)

$$\left(\frac{v}{8} + 13\right) \pi = 4 \delta. \quad (31)$$

Ist nun $\delta = 2 \delta'$, so ist

$$v = 2 \delta.$$

Dies in Gl. (31) eingesetzt gibt

$$\delta = \frac{13 \pi}{4 - \frac{\pi}{4}} = 12,7 \text{ mm}.$$

Weil aber δ' nie unter 7 mm stark genommen wird, so folgt

$$\delta = 2 \delta' = 14 \text{ mm},$$

d. h. wenn die Nietstärke d aus der Formel (25) berechnet wird, und wenn $\delta = 2 \delta'$ ist, so hat man bei zweischnittigen Verbindungen bis zur Stärke $\delta = 14 \text{ mm}$ auf Stauchdruck, darüber aber auf Abscherung zu rechnen.

Für Verbindungen, in denen

$$\delta = \delta'$$

ist, erhält man

$$v = 3 \delta$$

und für $m = n$

$$\delta = \frac{13 \pi}{4 - \frac{3}{8} \pi} = 12 \text{ mm},$$

d. h. bei zweischnittigen Verbindungen, die aus drei gleich starken Lagen bestehen, ist (unter obigen Voraussetzungen) bis zur Stärke $\delta = 12 \text{ mm}$ auf Stauchdruck, darüber auf Abscheren zu rechnen.

4. Aus Obigem folgen die beiden Regeln:

1. Bei einschnittiger Verbindung und bei Stärken δ , die nicht größer sind als 10 mm, ist für $d = 8\delta : \pi$ die Zahl der auf Stauchdruck oder Abscheren nötigen Niete gleich groß. Bei größerem δ ist die Verbindung stets auf Abscheren zu berechnen.

2. Bei zweischnittiger Verbindung und bei Stärken δ , die nicht größer sind, als 20 mm, ist für $d = 4\delta : \pi$ die Zahl m gleich der Zahl n . Bei größerem δ ist die Verbindung stets auf Abscheren zu berechnen. Wenn d aus der Formel (25) ermittelt wird, ist, für $\delta = 2\delta'$, bis zur Stärke von $\delta = 14$ mm, und für $\delta = \delta'$ bis zur Stärke von $\delta = 12$ mm, die Verbindung auf Stauchdruck, darüber auf Abscheren zu berechnen.

Nach diesen Regeln wird man in jedem Falle Nietstärke, Blechdicke und Nietenzahl einer Verbindung passend wählen können. Zu beachten bleibt dabei, daß der Schubwiderstand eines Nietes allein vom Nietdurchmesser abhängig ist, während der Lochwanddruck wesentlich auch von der Blechstärke δ beeinflußt wird. Deshalb kann man in einem gegebenen Falle, ohne die Zahl n dadurch zu verkleinern, die Blechstärke δ vergrößern, um (falls $m > n$ ist) dadurch $m = n$ zu machen.

36. Übungsaufgaben.

1. Zwischen zwei Knotenblechen einer 80 m weit gespannten Brücke soll ein 10 cm breiter Stab von rechteckigem Querschnitte vernietet werden, der eine Achsenkraft von $+20^t$ zu übertragen hat (Fig. 149). Wie viel Niete sind erforderlich, und wie ordnet man am besten die Nietstellung an?

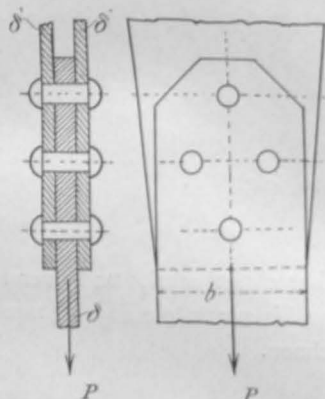


Fig. 149. Stab, zwischen zwei Knotenblechen vernietet.

Nach den Bestimmungen unter 31 sind die zulässigen Spannungen für 80 m Stützweite zu wählen mit

$$\sigma = 950 \text{ atm}$$

$$\tau = 855 \text{ „}$$

Die Breite $b = 100$ mm gestattet das Setzen von zwei Nietreihen (Fig. 145). Um den nutzbaren Querschnitt recht groß zu erhalten, setzen wir in die erste Querreihe nur ein Niet (Fig. 149). Dann berechnet sich die ungefähre Stärke δ des Stabes vorläufig aus

$$\delta = \frac{20000}{10 \cdot 950} = \text{rund } 2,2 \text{ cm.}$$

Nimmt man die Knotenbleche beide halb so stark, so wird

$$v = 44 \text{ mm}$$

und vorläufig

$$d = \frac{v}{8} + 13 = 19 \text{ cm.}$$

Die Verbindung wird also auf Abscheren zu berechnen sein. δ berechnet sich jetzt genauer aus

$$\delta = \frac{20000}{(10 - 1,9) 950} = 2,6 \text{ cm}$$

und dann wird

$$d = \frac{5^2}{8} + 13 = 2,0 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{20000}{(10 - 2) 950} = 2,6 \text{ cm.}$$

Man findet nun auf *Abscheren*

$$n = \frac{2P}{d^2 \pi \cdot \tau} = \frac{40000}{4 \cdot 3,14 \cdot 855} = \text{rund } 4.$$

Zur Nachprüfung berechne man auf *Staschen*

$$m = \frac{P}{\delta d s} = \frac{20000}{2,6 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 855} = \text{rund } 3.$$

Das Ergebnis $n = 4$ Niete hätte sich nicht viel geändert, wenn man die Stärke der Anschlußbleche unnötig gleich der Stabstärke gewählt hätte. Die Nietstärke wäre dann vorläufig zu

$$d = \frac{3 \cdot 2,6}{8} + 13 = 23 \text{ mm}$$

anzunehmen gewesen usw.

2. Es ist nachzuweisen, daß in der vorigen Aufgabe der Stab in der zweiten Querreihe der Nietstellung (Fig. 149) keine geringere Festigkeit besitzt, als in der ersten Querreihe.

Die Festigkeit gegen Abreißen beträgt in der ersten Querreihe allgemein

$$P_1 = (b - d) \delta \sigma.$$

In der zweiten Querreihe kann ein *Abreißen des Stabes* nicht eher erfolgen, als bis auch das Niet in der ersten Querreihe abgeschert worden ist. Danach ist also anzuschreiben

$$P_2 = (b - 2d) \delta \sigma + 2 \frac{d^2 \pi}{4} \cdot \tau.$$

Dafür kann man schreiben

$$P_1 = b \delta \sigma - d \delta \sigma$$

$$P_2 = b \delta \sigma - d \delta \sigma + \left(\frac{d^2 \pi}{2} \tau - d \delta \sigma \right).$$

Weil τ und σ in der Regel gleich (oder nahezu gleich) angenommen werden, so ist in der Gleichung für P_2 das eingeklammerte letzte Glied stets positiv, die Festigkeit in der zweiten Querreihe ist daher noch etwas größer als diejenige in der ersten Querreihe, obgleich in der zweiten Reihe der Nietabzug doppelt so groß ist als in der ersten. Es ist also allgemein zu empfehlen, in die erste der Achsenkraft zugekehrten Querreihe möglichst wenig Niete zu setzen.

3. Auf einem 26 cm starken Bleche ist ein 13 mm starkes breitfüßiges T-Eisen (D.-N.-P. Nr. 16/8) zu vernieten, das in seiner Schwerlinie eine Achsenkraft P mit 4facher Sicherheit zu übertragen hat. Mit wie viel Nieten muß es angeschlossen werden?

Aus $v = 26 + 13 = 39$ berechnet man

$$d = \frac{39}{8} + 13 = 18 \text{ mm.}$$

Der Vollquerschnitt des T-Eisens hält (nach den Tabellen des Anhangs) $29,5 \text{ cm}^2$. Der Nutzquerschnitt F' beträgt demnach

$$F' = 29,5 - 2 \cdot 1,8 \cdot 1,3 = 24,8 \text{ cm}^2.$$

Das zu Gebote stehende Flußmetall habe $4,0^t/\text{cm}^2$ Zugfestigkeit. Die zulässige Spannung σ darf also mit $1,0^t/\text{cm}^2$ angesetzt werden. Die zu übertragende Kraft P beläuft sich danach auf

$$P = 24,8^t.$$

Die Verbindung ist einschnittig, also auf Abscheren zu berechnen. Man erhält für $\tau = 1^t$

$$n = \frac{4P}{d^2 \pi \tau} = \frac{99,2}{4 \cdot 3,14} = 10.$$

Auf Stauchen berechnet, erhielt man

$$m = \frac{P}{\delta ds} = \frac{24,8}{1,3 \cdot 1,8 \cdot 2 \cdot 1} = 5.$$

4. Der Stoß in einem 14 mm starken Flachstabe soll mit Hilfe von zwei, je 7 mm dicken Laschen, von denen eine oben, die andere unten auf dem Stabe zu liegen kommt, gedeckt werden (Fig. 150).

Die Stabkraft beträgt 20^t , und die zulässigen Normal- und Schubspannungen können zu $1^t/\text{cm}^2$ angenommen werden.

Man berechnet

$$d = \frac{28}{8} + 13 = 17 \text{ mm.}$$

Auf Stauchen

$$m = \frac{P}{\delta ds} = \frac{20}{1,4 \cdot 1,7 \cdot 2} = 5.$$

Auf Abscheren

$$n = \frac{2P}{d^2 \pi \tau} = \frac{40}{4 \cdot 2,27 \cdot 1} = 5.$$

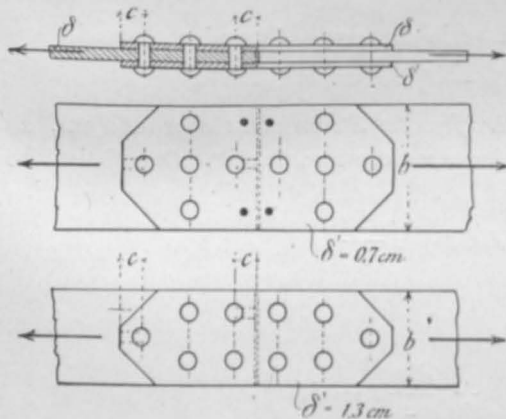


Fig. 150. Stoßdeckungen.

Bei dreireihiger Nietstellung erhält man die oben in der Fig. 150 dargestellte Anordnung. Dabei berechnet sich die Breite b des Stabes in der ersten Querreihe aus

$$\delta (b - d) \sigma = P.$$

Diese Breite wird für die übrigen Querschnitte beizubehalten sein.

In der zweiten Querreihe erhält man für *Stäuchen*:

$$\begin{aligned}\delta(b - 3d)\sigma + \delta d \cdot 2\sigma &= P \\ \delta(b - d)\sigma &= P,\end{aligned}$$

d. h. die Festigkeit in der zweiten Querreihe ist ebenso groß wie in der ersten, obwohl in jener zwei Niete mehr stehen, als in dieser.

Zur Nachprüfung bestimme man die Festigkeit der zweiten Querreihe gegen *Abscheren*. Man erhält

$$P = \delta(b - 3d)\sigma + \frac{2 \cdot d^2 \pi \sigma}{4} = 1,4(b - 3 \cdot 1,7)1 + 2,27 \cdot 1$$

$$b = \frac{P}{\delta\sigma} + d = \frac{20}{1,4 \cdot 1} + 1,7 = 16 \text{ cm.}$$

Daraus

$$P = 19,8^t,$$

wofür genau genug 20^t gesetzt werden darf. Also auch auf *Abscheren* sind alle *Querreihen* gleich fest.

Bei einer Breite des Stabes von 16 cm berechnet sich der Reihenabstand mit

$$e' = 3d = 51 \text{ mm,}$$

der Randabstand mit

$$c = \frac{58}{2} = 29 \text{ mm.}$$

In den ersten Querreihen wird

$$c = 54,5 \text{ mm,}$$

also zu groß (40, 1). Deshalb ist, um die Zahl der Heftniete zu verringern, zu raten die Laschenenden entsprechend zu beschneiden und in den dem Stoße zugekehrten Querreihen je zwei Heftniete zu setzen (Fig. 150), die aber nicht in die betreffenden Querreihen zu liegen kommen, um diese nicht unnötig zu schwächen.

5. In der vorigen Aufgabe sollen die 5 Niete nur in zwei Längsreihen gesetzt werden. Wie ist die Laschenanordnung dann abzuändern?

Bei zwei Längsreihen und $3d$ Nietmittelabstand wird die Stabbreite b gleich $6d$ zu machen sein. Daraus folgt für die erste Querreihe und für *Abscheren*

$$(b - d)\delta\sigma = 5d\delta\sigma = 20^t$$

oder

$$d\delta = 4 \text{ cm}^2.$$

Im vorigen Falle war $\delta = 1,4 \text{ cm}$. Jetzt muß es etwa im Verhältnis der beiden Stabbreiten größer werden, d. h. etwa

$$\delta = \frac{1,4 \cdot 9d}{6d} = 2,1 \text{ cm.}$$

Das gäbe für die Nietstärke rund

$$d = 1,9 \text{ cm.}$$

Damit nun in der letzten Querreihe für die *Laschen* ausreichende Festigkeit verbleibt, muß δ' stark genug gewählt werden. Aus

folgt

$$2 \delta' \sigma (b - 2d) = 20t$$

$$\delta' = \frac{20}{2\sigma \cdot 4 \cdot 1,9} = 1,3 \text{ cm.}$$

Zur Nachprüfung berechne man noch einmal die Nietstärke aus

$$d = \frac{v}{8} + 13 = \frac{21 + 26}{8} + 13 = 19 \text{ mm.}$$

Dies Maß ist in Übereinstimmung mit dem oben gewählten, die getroffene Anordnung also beizubehalten, wobei es jedoch zulässig ist, die gewählten Maße abzurunden.

37. Zur Berechnung des Randabstandes und der Nietmittellentfernung.

1. Für den senkrecht zur Krafrichtung gemessenen Randabstand c wurde bereits die praktische Regel

$$c \leq 1,25d$$

gegeben. Nun soll nachgewiesen werden, daß die Regel im allgemeinen gültig ist.

Liegt der Abstand c in der Krafrichtung (Fig. 151), so wird er für Abscheren und Stauchen zu berechnen sein. Soll die Verbindung gegen Abscheren des Randnietes und des vor ihm liegenden Verbandstückes der Stärke δ gleich fest sein, so gilt die Bedingung

$$\frac{d^2 \pi}{4} \cdot \tau = 2 \left(c - \frac{d}{2} \right) \delta \sigma.$$

Für

$$\tau = \sigma$$

erhält man

$$c = d \left\{ \frac{1}{2} + \frac{\pi d}{8 \delta} \right\}.$$

Von den Grenzfällen (34)

$$\frac{d}{\delta} = 2$$

und

$$\frac{d}{\delta} = 1$$

ist der erste der gefährlichere. Dafür erhält man

$$c = \text{mindestens } 1,28d. \quad (32)$$

Für die stärksten Bleche (von 28 mm) erhält man

$$\text{min. } c = 0,9d. \quad (33)$$

Im Mittel ist daher das angegebene Durchschnitsmaß von

$$\text{min. } c = 1,25d \quad (34)$$

ausreichend, besonders wenn man noch die vernachlässigte Reibung in Anschlag bringt. Ist die Verbindung auf Stauchen zu berechnen, so erhält man

$$d\delta \cdot 2\sigma = 2 \left(c - \frac{d}{2} \right) \delta \sigma$$

oder

$$c = 1,5d \quad (35)$$

für alle Verhältnisse von $d:\delta$.

Oft wird der Randabstand c größer verlangt. Doch ist nicht einzusehen, warum. Denn der Lochwandungsdruck jedes Nietes kann entweder nur auf *Abreißen* der schwächsten Verbindungslage δ in der dem Rande zugekehrten Querreihe I , oder auf *Ausreißen* der Flächen $2c\delta$ hinwirken. Im übrigen muß er sich (wie das die Verteilungsstrahlen der Fig. 151 veranschaulichen) über die Querschnittsflächen zwischen I und dem Rande derart verteilen, daß im Rande die Normalspannung zu Null wird. Erfolgt diese Verteilung gleichmäßig, so darf die Spannung in der Mitte der Strecke c nicht größer werden als $s/2 = \sigma$. Nimmt man nun die äußern Verteilungsstrahlen in einer zur Achsenkraft 45° geneigten Richtung an, so erhält man für das Gleichgewicht der innern Kräfte die Bedingung

$$d\delta(2\sigma) = \left(2 \cdot \frac{c}{2} + d\right) \delta \sigma$$

oder

$$c = d.$$

Somit dürfte nachgewiesen sein, daß die Regel

$$\text{min. } c = 1,25 \text{ bis } 1,5d$$

auch dann noch gültig bleibt, wenn die Strecke c in der Richtung der die Verbindung belastenden Achsenkraft liegt.

2. Bei der Bestimmung des Nietmittlabstandes sind einerseits einreihige und mehrreihige Verbindungen und anderseits parallel oder senkrecht zur Längsreihe gerichtete Achsenkräfte zu unterscheiden.

Die einreihige, durch eine Achsenkraft belastete Verbindung (Fig. 152a) ist (nach den unter 35 gegebenen Regeln) entweder auf Abscheren oder Stauchen zu berechnen. Der vernietete Stab (Flacheisen, Winkel, U-Eisen oder dgl.) hat in der Regel keine größere Breite als etwa $3d$, wobei sein nutzbarer Querschnitt nicht viel über 20 cm^2 beträgt. Das gibt in seltenen Fällen mehr als 4 Niete. Das ist aber auch die höchste Zahl von Nieten, die man setzen sollte, weil nicht angenommen werden darf, daß die Achsenkraft P sich gleichmäßig über alle Niete verteilt. Der Grund hierfür liegt in den ungleichmäßigen, elastischen Längenänderungen der Nietmittlabstände. Dadurch wird der der Achsenkraft zugekehrte erste Niet stärker beansprucht als der zweite Niet und dieser mehr als der nachfolgende. So kann bei einem Belastungsversuche der letzte Niet einer längern Reihe fast noch ohne Spannung sein, während der erste

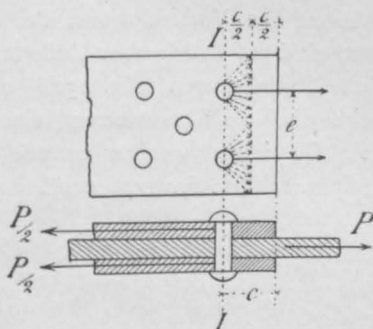


Fig. 151. Zur Berechnung des Randabstandes der Niete.

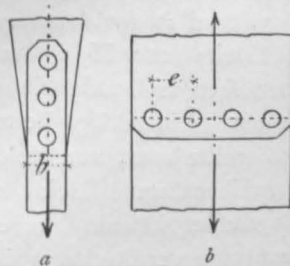


Fig. 152. Einreihige Vernietungen.

bereits über die Elastizitätsgrenze hinaus beansprucht wird. Aus den angegebenen Gründen empfiehlt es sich auch, den *Nietmittlabstand klein zu wählen*, etwa gleich $2,5d$.

Einreihige Verbindungen, bei denen die Achsenkraft senkrecht zur Nietreihe wirkt, sind im Brückenbau äußerst selten und auch wenig zu empfehlen. Denn solche Anordnungen (Fig. 152b) erfordern *breite Anschlüsse*, und mit wachsender Breite wird die Voraussetzung einer gleichmäßigen Verteilung der Kraft über alle Niete (35) immer weniger zutreffen. Bei Annahme gleichmäßiger Kraftverteilung erhält man für *Abscheren und Ausreißen*

$$\frac{d^2 \pi}{4} \tau = \frac{P}{n}$$

$$(e - d) \delta \sigma = \frac{P}{n}$$

und daraus für $\tau = \sigma$

$$\frac{d^2 \pi}{4} = (e - d) \delta$$

oder

$$e = d \left(1 + \frac{\pi d}{4 \delta} \right).$$

Für die bekannten *Grenzfälle* gibt das:

$$\delta = 8 \text{ mm} \quad \text{und} \quad \frac{d}{\delta} = 2 : e = 2,57d$$

$$\delta = 26 \text{ mm} \quad \text{und} \quad \frac{d}{\delta} = 1 : e = 1,78d.$$

Für *Stauchen und Ausreißen* erhält man gleichmäßig

$$d \delta 2 \sigma = (e - d) \delta \sigma$$

oder

$$e = 3d.$$

Die alte praktische Regel

$$\text{min. } e = 2,5d \text{ bis } 3d$$

bleibt danach auch hierbei bestehen.

3. Sind in der *Achsenkrafttrichtung mehrere Nietreihen* vorhanden, so gilt dafür das bereits (unter 35, 2) Gesagte. Hier wird es ratsam sein, einerseits nicht zu viele Querreihen und andererseits die Breite der Längsreihen nicht zu groß zu nehmen, um eine gleichmäßige Verteilung der Kraft über alle Niete möglichst zu befördern. Auch sollte man, aus gleichem Grunde wie bei der einreihigen Vernietung, den Querreihenabstand klein, etwa nur $2,5d$ machen. Die Nietmittlabstände der Längsreihen können hierbei rechnerisch nur dann zutreffend bestimmt werden, wenn man der Rechnung irgend eine Annahme über die Art der Kraftverteilung zugrunde legt. Ein in den wichtigsten Punkten wohl zutreffendes und dabei sehr anschauliches Bild von der Art, wie sich die Achsen- oder Stabkraft über alle Niete verteilt, hat SCHWEDLER⁷⁷ gegeben.

⁷⁷ SCHWEDLER, Über die Anordnung von Nietverbindungen. Deutsche Bauz. 1867 und Zeitschr. für Bauw. 1868.

38. Die Kraftverteilung in vielreihigen Nietstellungen.

1. SCHWEDLER dachte sich die in der Breite b des Anschlusses vor der ersten Querreihe wirkenden Spannungen wie einen fließenden Strom von der Breite b , der sich in so viel Einzelströme teilt, wie Niete vorhanden sind, und dabei, wie das Wasser, sich denjenigen Weg wählt, der ihm den kleinsten Widerstand entgegen setzt. Jeder einzelne Kraftstrom sucht auf solchem Wege einen der Niete zu erreichen und in Spannung zu versetzen. Damit er das zu tun imstande ist, müssen die Niete entsprechend weit voneinander gestellt werden.

Es sei nun

x : Nietzahl in der ersten, der Achsenkraft P zugekehrten Querreihe,

n, m : Zahl der notwendigen Niete auf Abscheren oder Stauchen.

Dann ist die Festigkeit in der ersten Querreihe für die Breite b des Anschlusses (Fig. 153—156) maßgebend. Das gibt

$$P = (b - xd) \delta \sigma$$

oder

$$b = \frac{P}{\delta \sigma} + xd.$$

Auf einen Einzelstrom entfällt daher eine Breite β oder β' , die zu berechnen ist mit

$$\beta = \frac{b}{n} \text{ für Abscheren,}$$

$$\beta' = \frac{b}{m} \text{ » Stauchen.}$$

Für drei Lagen einer Verbindung ist anzuschreiben

$$\text{für Abscheren: } \frac{P}{n} = 2 \frac{d^2 \pi}{4} \cdot \tau,$$

$$\text{» Stauchen: } \frac{P}{m} = d \delta \cdot 2 \sigma.$$

Durch die Verbindung obiger Gleichungen erhält man für $\tau = \sigma$ und für das mittlere Verhältnis $d : \delta = 1,5$

$$\begin{aligned} \text{für Abscheren: } \beta &= d \left\{ 2,35 + \frac{x}{n} \right\} \\ \text{» Stauchen: } \beta' &= d \left\{ 2 + \frac{x}{m} \right\}. \end{aligned} \quad (36)$$

Die Bedingungen für die Nietmittelabstände e in den Querreihen sind damit gegeben: e darf nicht kleiner werden als die Breite $q\beta$ oder $q\beta'$, wenn q Einzelkraftströme zwischen den betreffenden beiden Nieten durchlaufen müssen. Bei gegebenem Verhältnisse $d : \delta$ ist auch das Verhältnis $m : n$ gegeben, denn es ist für drei Lagen

$$2n \frac{d^2 \pi}{4} \tau = md \delta \cdot 2 \sigma.$$

Das gibt für $\tau = \sigma$ und ein mittleres Verhältnis $d : \delta = 1,5$

$$\frac{m}{n} = \frac{d}{\delta} \frac{\pi}{4} = 1,18. \quad (37)$$

2. Einige Beispiele werden das Gesagte mehr erläutern. Die Fig. 153—154 geben zwei Nietstellungen von je 4 Querreihen mit je 13 Nieten. Der auf die einzelnen Niete wirkende Teilkraftstrom ist durch zwei den Nietquerschnitt umschließende Linien dargestellt. Danach ist zu sehen, wie in Fig. 153 zwischen keinem Paare von Nieten mehr als zwei Teilströme durchgehen. Deshalb berechnet sich die Nietentfernung e , weil in der ersten Querreihe 2 Niete stehen (nach Gl. 36) *durchschnittlich*

$$\begin{aligned} \text{für Abscheren: } e &= 2\beta = 2d \left\{ 2,35 + \frac{2}{13} \right\} = 5,00d \\ > \text{Stauchen: } e &= 2\beta' = 2d \left\{ 2 + \frac{2}{1,18 \cdot 13} \right\} = 4,26d. \end{aligned} \quad (38)$$

Für die Anordnung in Fig. 154, worin in der ersten Querreihe ebenfalls zwei Niete stehen, kommt hauptsächlich der größere Abstand der beiden Niete in der

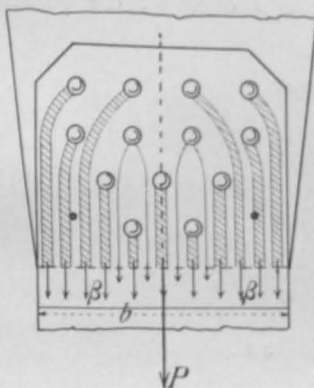


Fig. 153. Mehrreihige Vernietung
(Heftniete schwarz).

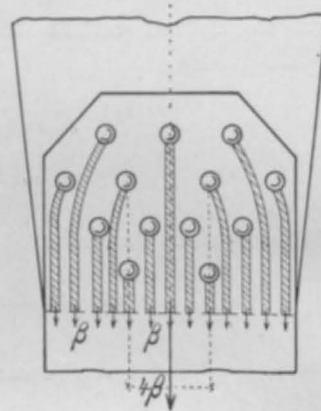


Fig. 154. Mehrreihige Vernietung mit weit
gestellten Nieten der Vorderreihe.

1. Querreihe in Betracht. Zwischen ihnen verlaufen vier Teilströme. Man erhält also

$$\begin{aligned} \text{für Abscheren: } e &= 4d \left\{ 2,35 + \frac{2}{13} \right\} = 10d \\ > \text{Stauchen: } e &= 4d \left\{ 2 + \frac{2}{1,18 \cdot 13} \right\} = 8,5d. \end{aligned}$$

Die übrigen Abstände ergeben sich halb so groß (mit $5d$ und $4d$), weil überall nur zwei Teilströme durchgehen. Die Breite b ist gleich 13β oder $13\beta'$.

In beiden vorigen Fällen ist die Nietstellung durch Hinzufügen eines Nieten in erster Querreihe auf fünf Querreihen mit 14 Nieten zu vergrößern. Dann würden b , β und β' nur ein wenig größer, ebenso die Nietabstände.

3. Die allgemeinen Gleichungen (36) für β und β' lassen erkennen, wie bei einer bestimmten Gesamtzahl der Niete die Nietabstände um so größer ausfallen, je größer x wird, d. h. je mehr Niete in der ersten Querreihe stehen. Daraus folgt der Satz:

Der kleinste Stabquerschnitt b und die kleinsten Nietmittelabstände ergeben sich, wenn in die erste Querreihe nur ein Niet gestellt wird.

Es fragt sich nun, wie viel Niete in die zweite Querreihe höchstens gestellt werden dürfen, damit dort die Festigkeit mindestens ebenso so groß bleibt, wie in der ersten Querreihe. Es sei y die Zahl der Niete in der zweiten Querreihe und $x = 1$. Dann hat man die Bedingung (bei drei Lagen):

$$\text{für Abscheren: } (b - d) \delta \sigma = (b - yd) \delta \sigma + \frac{2 \cdot d^2 \pi}{4} \tau$$

$$\text{» Stauchen: } (b - d) \delta \sigma = (b - yd) \delta \sigma + d \delta \sigma.$$

Das gibt für $\tau = \sigma$

$$\text{für Abscheren: } y = \frac{d}{\delta} \frac{\pi}{2} + 1.$$

Der kleinste Wert von $d : \delta$ ist einzusetzen. Er wird erhalten aus der Bedingung, wonach zweischnittige Verbindungen auf Abscheren zu berechnen sind für $\delta > 14$ mm und $\delta = 2 \delta'$. Das gibt

$$d = \frac{v}{8} + 13 = \frac{28}{8} + 13 = 17 \text{ mm}$$

und

$$\frac{d}{\delta} = \frac{17}{14} = 1,214.$$

Daraus für Abscheren

$$y = 3. \quad (39)$$

Für Stauchen erhält man ebenfalls (für alle Verhältnisse von $d : \delta$)

$$y = 3,$$

d. h.: Wenn in der ersten Querreihe nur ein Niet steht, dürfen in die zweite Querreihe drei Niete gestellt werden, ohne daß dadurch deren Festigkeit kleiner als diejenige der ersten Reihe wird. Würde man die Festigkeit der zweiten und dritten Querreihe ebenso vergleichen, so würde man finden, daß es möglich wäre, in diese 10 Niete zu stellen. Das gäbe aber bei entsprechenden Nietabständen schon eine unpraktisch große Breite b .

Die Fig. 155 u. 156 geben beispielsweise zwei Nietstellungen für Verlaschungen eines gestoßenen Stabes. Auf beiden Seiten des Stoßes ss liegen die Niete symmetrisch. Die größten Nietmittelabstände betragen $4\beta'$ bis $5\beta'$, wobei angenommen wird, daß die Verbindungen auf Abscheren beansprucht werden. Zwischen allen übrigen Nietpaaren gehen nur drei oder zwei Einzelkraftströme durch. Nach obigen Rechnungen könnten in der dritten Querreihe der Fig. 155 zehn Niete stehen. Es stehen dort aber nur vier Niete. Die Festigkeit in der dritten Querreihe ist demnach in

den Laschen und auch im Stabe viel größer als in jeder der vorhergehenden beiden Reihen.

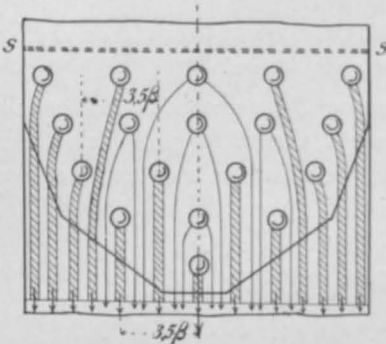


Fig. 155. Mehrreihige Nietverbindung mit einem Niet der Vorderreihe.

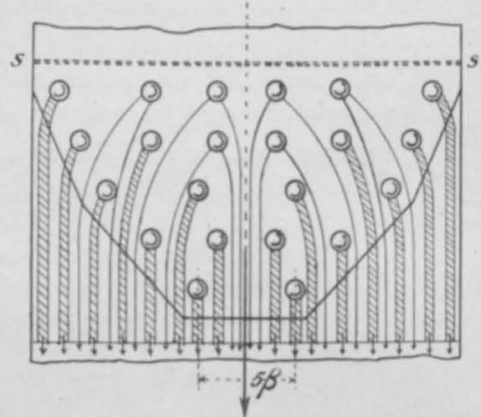


Fig. 156. Mehrreihige Nietverbindung mit zwei weit gestellten Nieten der Vorderreihe.

Für die Fig. 155 berechnet sich die Anschlußbreite b allgemein aus

$$b = \frac{P}{\delta \sigma} + x d.$$

Die Einzelstrombreite β ist für *Abscheren*

$$\beta = \frac{b}{n} = \frac{P}{\delta \sigma n} + \frac{x d}{n}.$$

Ferner

$$\frac{P}{n} = 2 \frac{d^2 \pi}{4} \cdot \tau.$$

Daraus

$$\beta = \frac{2 d^2 \pi \cdot \tau}{4 \delta \sigma} + \frac{x d}{n}$$

oder für

$$\sigma = \tau$$

$$\beta = \frac{d^2 \pi}{2 \delta} + \frac{x d}{n}.$$

Bestimmen wir das Verhältnis *versuchsweise* so, daß $m = n$ wird, d. h. (nach Gl. 29)

$$\frac{d \pi}{4 \delta} = 1$$

oder

$$\frac{d}{\delta} = \frac{4}{3,14}.$$

Dann erhält man für den vorliegenden Fall bei 18 Nieten:

$$\beta = d \left\{ 2,0 + \frac{x}{n} \right\}$$

und

$$b = 18\beta = 18d \left\{ 2,0 + \frac{1}{18} \right\} = 37d.$$

Die Laschenstärke δ' berechnet sich im Vergleich zur Stärke δ aus

$$(b - d) \delta = 2(b - 5d) \delta'$$

mit

$$\frac{\delta}{\delta'} = \frac{64}{36} = \frac{16}{9}.$$

Wählt man die Laschenstärke δ' zu 10 mm, so ist

$$\delta = 10 \cdot \frac{16}{9} = 18 \text{ mm}$$

und

$$d = \frac{4}{3,14} \cdot 18 = 23 \text{ mm}.$$

Die Verbindung widersteht danach (bei $\sigma = 1^t$) einer Achsenkraft

$$P = (b - d) \cdot \delta \cdot \sigma = 36 \cdot 2,3 \cdot 1,8 = 149^t.$$

Auf jedes Niet kommt daher eine Schubspannung

$$\tau = \frac{149 \cdot 4}{18 \cdot 2 \cdot 2,3^2 \cdot 3,14} = 1,0^t/\text{cm}^2.$$

Der Lochwanddruck beträgt für jedes Niet

$$s = \frac{149}{18 \cdot 2,3 \cdot 1,8} = 2,0^t/\text{cm}^2.$$

39. Schraubenbolzen und Muttern.

1. Unter 13, 3 wurde bereits hervorgehoben, daß das herrschende Verbandmittel der europäischen Eisenbrücken die *Niete* seien. Dagegen werden *Gußeisenteile* in der Regel miteinander verschraubt. Gute *Flußmetall-Gußware* kann jedoch, ohne Beschädigungen seiner Teile befürchten zu müssen, eine Vernietung wohl vertragen. Aber es gibt doch viele Überbauteile aus Flußmetallguß, die in der Regel durch Verschrauben verbunden werden müssen. Das sind Teile von Stützen, Lagern, Gelenken, Verankerungen, oder auch Teile von mechanischen Vorrichtungen beweglicher Brücken u. dgl., deren Verbandstärken über diejenigen Grenzen hinausgehen, bei denen eine Verbindung durch Niete von 26 mm Durchmesser (bei Handarbeit) oder von etwa 30 mm (bei Maschinenarbeit) noch ratsam erscheint. Das wären also Gesamtverbandstärken von etwa 10—15 cm. Aber auch schon bei geringern Verbandstärken wird häufig eine Verschraubung notwendig werden, wenn die betreffenden Überbauteile besonderen Bedingungen entsprechen müssen, die zu erfüllen, Vernietungen ungeeignet sind. Solche Bedingungen sind:

a) *Aufnahme von erheblichen Zugkräften*, die durch die Verbandmittel über-



Fig. 157.
Stiftschraube.

tragen werden müssen. Niete taugen dazu nicht (35), weil dadurch ihre Achsenkraft — durch welche sie allein halten — beeinflußt wird.

b) *Zulassen einer gewissen* (statisch wünschenswerten) *Beweglichkeit* zwischen den Verbandteilen, wie Drehungen oder Verschiebungen (St. I. § 3). Diese kann bei Verwendung von Schraubenbolzen durch entsprechend gestaltete Bolzenlöcher und Stützflächen von Schraubenköpfen und Muttern erreicht werden. Bei warmer Vernietung ist das unmöglich.

c) Wenn an der betreffenden Überbaustelle zum Anbringen von Nietköpfen kein Platz ist und versenkte

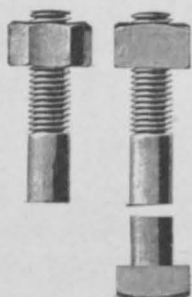


Fig. 158. Sechskant- und Vierkantmuttern.

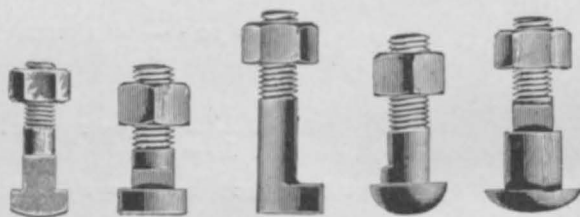


Fig. 159. Schäfte mit Vierkanten oder Haken zum Verhindern des Bolzendrehens.

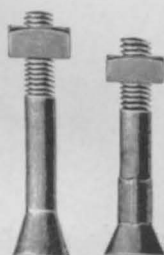


Fig. 160. Versenkte Köpfe.



Fig. 161. Ankerschraube mit kegelförmigem Schafte.

Fig. 158—161. Mutterschrauben mit verschieden geformten Schäften und Köpfen.

Niete (32) nicht angewendet werden sollen. In solchem Falle sind *Stiftschrauben* (Fig. 157) oder dgl. am Platze.

d) Wenn es sich um Überbauteile handelt, die aus besondern Gründen öfters losgenommen und bald darauf wieder befestigt werden müssen, z. B. bei Fahrbauteilen, die über in Pfeilern angebrachten Sprengkammern liegen, oder bei mechanischen Bewegungsvorrichtungen, die dauernd nachgesehen und in gutem Stande erhalten werden müssen u. dgl. mehr.

2. Die verschiedenen Schraubenarten,

die bei Befestigungen von Überbauteilen vorkommen, sind *Mutterschrauben*, *Kopfschrauben* und *Holzschrauben* (Fig. 158 bis 163). Daneben sind im besondern noch zu nennen: *Stiftschrauben* (Fig. 157), *Ankerschrauben* (Fig. 161) und *Steinschrauben* (Fig. 165). Zum Erzielen einer ebenen Stützfläche der Mutter dienen bei Holz- und Eisenbefestigungen die *Unterlagscheiben*. *Federringe* (Fig. 168) verhindern das Losrütteln der Muttern. *Splinte* (Fig. 169) werden vor einer Unterlagscheibe durch das Loch eines glatten Bolzens gesteckt, der nur einen Kopf, aber kein Gewinde besitzt.

Alle eben genannten Verbandmittel werden fabrikmäßig hergestellt und sind als *Handelsware* in großer Auswahl und den verschiedensten Abmessungen und

Stärken zu beziehen. Dabei kann man die Ware in verschiedenen Bearbeitungszuständen erhalten: *Schwarz*, d. h. unbearbeitet, ausgeglüht — bei Flußmetall zu empfehlen — und *blank*, d. h. in sauberster Bearbeitung (auch Politur) aller oder nur der gewünschten Flächen. Muttern werden, wenn verlangt, auf dem Dorne gedreht — gespiegelt — und in allen Flächen sauber poliert. Den besten Aufschluß über alle diese Bearbeitungseinzelheiten geben die Preishefte der Sonderfabriken.

Zu den Abbildungen, soweit diese durch die beigedruckten Erklärungen nicht an sich verständlich sind, ist das Folgende zu bemerken: Befestigungen von Holzteilen auf Eisen kommen in der Regel nur bei Fahrbahnen vor und sind im II. Bande näher beschrieben. Muttern werden sechseckig oder viereckig geliefert. Mutterhöhe in der Regel gleich Bolzendurchmesser. Nach *SELLERS* ist die Schlüsselweite der Mutter gleich dem anderthalbfachen des Bolzendurchmessers, vermehrt um 3 mm ($\frac{1}{8}$ "). Dabei ist die Kopfhöhe der Mutter gleich der halben Schlüsselweite. Um beim Andrehen der Mutter die Reibungsarbeit möglichst zu vermindern,

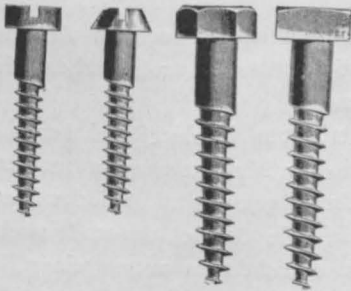


Fig. 162. Holzschrauben.

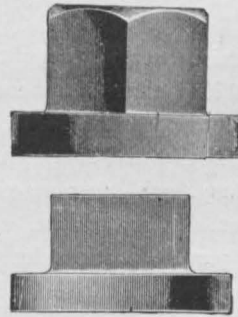
Fig. 163.
Holz-
schrauben.

Fig. 164. Bundmutter.

sind die Anlageflächen oben und unten sauber gedreht und zeigen im Querschnitt eine Kreislinie. Die Anlageflächen haben also *Kugelform*, damit sie das Verbindungsstück nur in einer schmalen Ringfläche berühren. Die Unterlagscheibe dient zur Vergrößerung der Druckübertragungsfläche. In manchen Fällen tritt an ihre Stelle ein *Bund*, der mit der Mutter — der *Bundmutter* (Fig. 164) — ein Stück bildet. Das Gewinde der Schraubenbolzen und Muttern wird in der Regel nach der vom Engländer *WITWORTH* eingeführten Stufenfolge (Skala) geschnitten. Es ist für Befestigungsschrauben, die hier allein in Betracht kommen, scharf und eingängig. Der Gewindequerschnitt (Fig. 171) bildet ein gleichschenkliges Dreieck, das 55° Kantenwinkel hat, und dessen Spitzen außen und innen nach dem Bolzen abgerundet sind. Dem amerikanischen Gewinde von *SELLERS* und dem sog. S. I.-Gewinde⁷⁸ (System International) liegt ein gleichseitiges Dreieck im Querschnitt zugrunde.

Über die Anwendung von Stiftschrauben und Ankerschrauben ist im II. Bande bei der Beschreibung von Stützen, Lagern und Verankerungen nachzulesen.

⁷⁸ Vereinbart in Zürich im Oktober 1898.

Steinschrauben dienen zur Befestigung von Eisenteilen auf Werksteinen. Ihr zylindrischer Schaft hat gewöhnlich einen kegelförmigen Längsschnitt und ist mit ein- oder zweifachen Widerhaken versehen. Der Querschnitt ist meist zylindrisch. Das Loch im Werkstein, in das der Schaft eingreift, wird im Längsschnitt auch kegelförmig hergestellt. Der zwischen Schaft und Lochwandung verbleibende Raum wird mit Zement oder Blei vergossen. Um die etwas kostspielige Herstellung des Kegelschaftes zu umgehen, stellt man zweckmäßig den Schaft im Querschnitt nur

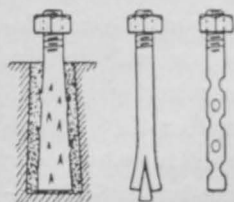


Fig. 165. Stein-schrauben.



Fig. 166. Obergurt-Querschnitt der Oderbrücke in Cüstrin, mit Stehbolzen (nach SCHWEDLER).

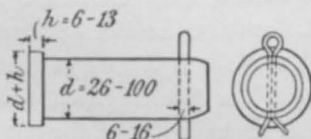


Fig. 167. Glatter Bolzen mit Scheibe und Splint.

zylindrisch her und umgibt ihn mit besondern, einzeln in das Loch einzulassenden, mit Widerhaken versehenen *Paßstücken* (Fig. 165). Der Raum zwischen diesen und den Lochwandungen wird dann ausgegossen.

Stehbolzenschrauben finden bei eisernen Überbauten in der Regel keine Anwendung, wohl aber zuweilen sog. *Stehbolzen*, die wie Nietbolzen warm geschlagen werden. Das geschieht, wenn besonderer Wert darauf gelegt wird, bei der Nietung zwei parallel zueinander liegende Verbandstücke (wie Bleche) dauernd in einem bestimmten Abstände zu halten. Diesen Zweck erreicht man mittels einer Fluß-

metallhülse, deren Länge gleich dem bezeichneten Abstände ist, und durch deren zylindrische Öffnung der Nietbolzen gesteckt wird, so daß man imstande ist, den Schließkopf in bekannter Weise zu bilden (Fig. 166).



Fig. 168. Einfacher und doppelter Federring.



Fig. 169. Splint.



Fig. 170. Hakennagel und Schraubennagel für eisernen Oberbau auf Holzschwellen.

Glatte Bolzen mit Unterlagsscheibe und Splint (Fig. 167) kommen im Eisenbrückenbau als Befestigungsmittel in der Regel nicht zur Anwendung.

Federringe (Fig. 168) aus bestem Flußstahl sind ein einfaches, vorzügliches Mittel, um das allmähliche Losdrehen oder Losrütteln von Muttern, was im Eisenbrückenbau und Eisenbahnoberbau unter Umständen sehr gefährlich werden kann, zu verhindern. Der *doppelte* Federring wirkt hauptsächlich nur durch seine Federkraft, während beim *einfachen* Federringe außerdem noch dessen sog. Greifkanten (scharfe Spitzen) mitwirken, die sich unter den Erschütterungen des Betriebes in die untere Mutterfläche und deren Unterlage eingraben und solcherart, ähnlich wie Sperr-

zähne, widerstehen können. Ein bekanntes Mittel zum Verhüten des Losdrehens einer Mutter ist auch die *Gegenmutter* oder *Doppelmutter* oder das Vorstecken eines Splintes (Fig. 167 u. 169). *Kegelförmige Schraubenbolzen*, wenn sie mit einem Vierkant versehen sind (Fig. 161), damit der Bolzen beim Andrehen der Mutter sich nicht mitdreht, bilden einen guten, aber etwas teuren Ersatz für lange Niete (über 100—150 mm).

40. Zur Berechnung der Schraubenverbindungen und der Bewegungsschrauben.

1. Bolzen, die als Ersatz für Niete dienen, werden auch wie diese berechnet. In besonderer Art sind zu berechnen: *Mutterschrauben* für Befestigungen und namentlich auch die sog. *Bewegungs- und Preßschrauben*, wie sie bei Maschinenteilen der beweglichen Brücken gebraucht werden. Man hat dabei im allgemeinen zu unterscheiden, ob das Bolzen- und Muttergewinde im *Ruhezustande* oder auch bei der *Drehung der Mutter* belastet wird. Für den Ruhezustand bietet die beschriebene normale Anordnung des Gewindes ausreichende Festigkeit, wenn nur der *Kerndurchmesser* d_1 des Bolzens nicht unzulässig beansprucht wird. Im Bewegungszustande aber darf in den Berührungsflächen zwischen Mutter- und Bolzengewinde der Flächendruck — behufs dauernder Erhaltung der *Gebrauchsfähigkeit* des Gewindes — eine gewisse Grenze nicht überschreiten, wovon weiterhin noch die Rede sein wird. Zuerst soll die Festigkeit im Ruhezustande betrachtet werden.

2. Hat der Bolzen allein eine *Achsenkraft* P aufzunehmen (wie bei Verankerungen, wenn durch bauliche Anordnungen Biegungen des Bolzenschaftes ausgeschlossen werden), so berechnet sich der *Bolzendurchmesser* d aus dem *Kerndurchmesser* d_1 mit

$$\frac{d_1^2 \pi \sigma}{4} = P.$$

Daraus folgt für den Mittelwert

$$d_1 = 0,8 d$$

und für

$$\begin{array}{c|c|c} \sigma = 800 & 900 & 1000 \text{ atm} \\ d = 1,57\sqrt{P} & 1,48\sqrt{P} & 1,41\sqrt{P} \end{array} \quad (40)$$

Wird die *Mutterhöhe* h gleich dem Bolzendurchmesser gemacht, so werden die im Gewinde auftretenden Biegu- und Schubspannungen innerhalb zulässiger Grenzen bleiben. Die *Kopfhöhe* darf auf sieben Zehntel von d beschränkt werden.

Viele Befestigungsschrauben, bei Stützen, Lagern und Verankerungen erleiden außer den (durch die Achsenkraft erzeugten) Normalspannungen auch noch *Zusatzspannungen*, die davon herrühren, daß die Muttern dieser Schrauben anfangs und auch wiederholt *stark angezogen werden müssen*, um die zugehörigen Verbandteile überall dauernd fest und sicher aneinander zu schließen. Die *Armlänge der Schraubenschlüssel* ist deshalb praktisch schon so bemessen, daß ein *Überschrauben* eines Bolzens in der Regel über die Kräfte eines Mannes hinausgeht. Die Zusatzspannungen bleiben sonach in gewissen Grenzen, die praktisch festzusetzen sind. Es wird ausreichen, wenn man sie mit 25—30 Hundertstel anrechnet. Man erhielte dann etwa

$$\begin{array}{ccc|ccc} \text{für } \sigma = 800 & & 900 & & 1000 \text{ atm} & \\ d = 2\sqrt{P} & & 1,9\sqrt{P} & & 1,8\sqrt{P} & \end{array} \quad (41)$$

Eine Rücksichtnahme auf die Erhaltung der Gewinde-Gebrauchsfähigkeit wird hierbei in der Regel nicht nötig werden, wenn das Gewinde jedesmal gut geschmiert wird.

3. *Steinschrauben* sind imstande, als *Zuganker* zu wirken. Doch ist immerhin zu beachten, daß der Ankerbolzen wohl größere Achsenkräfte übertragen kann, nicht aber der Stein, worin er vergossen ist. Deshalb sind größere Zugkräfte, z. B. negative Stützenkräfte einschließlich der Bogenkräfte, immer durch eine entsprechende Anzahl von Schraubenbolzen auf eine sog. *Ankerplatte* und von dieser auf ein Ankermauerwerk zu übertragen. Dabei ist die Gesamtverankerung derart anzuordnen, daß bei *mehreren* Ankerbolzen die zu übertragenden negativen Kräfte sich über die Bolzen möglichst *statisch bestimmt verteilen*. Außer dem *Gewichte* des von der Ankerplatte beherrschten Mauerwerkes kommt dabei häufig — namentlich bei Aufhebung von Bogenkräften — auch noch die Größe der Reibung zwischen Erduntergrund und Mauerwerk in Betracht. Näheres darüber im II. Bande.

4. Gewöhnliche Befestigungsschrauben — von etwa 18—35 mm Durchmesser — sollten in eisernen Überbauten in der Regel keine wesentlichen *Querkkräfte* zu übertragen haben. Wo dies ausnahmsweise einmal vorkommt, ist darauf zu achten, daß der *Lochwanddruck* innerhalb zulässiger Grenzen bleibt. Geht man dann auch hier von der zulässigen Voraussetzung aus, wonach der Lochwandungsdruck mindestens das Doppelte der Schubspannung erreichen darf, und verlangt man dabei für beide gleiche Sicherheit, so wird (nach 35) für zweischnittige Verbindungen

$$\frac{2 d^2 \pi}{4} \cdot \sigma = (d \delta) 2 \sigma$$

oder rund

$$d = 1,25 \delta \quad (42)$$

zu machen sein.

Wie diese Verhältnisse bei *Gelenkbolzen*-Verbindungen liegen, ist unter 30 und im II. Bande zu vergleichen.

5. Bei Maschinenteilen beweglicher Brücken kommen auch sog. *flachgängige Bewegungs- und Preßschrauben* vor. Sei P der Widerstand, der sich der fortschreitenden Bewegung der Schraube entgegen stellt, r der mittlere Bolzenhalbmesser, α der Gewindesteigungswinkel, s die Gewindeganghöhe, f die Reibungszahl im Gewindegange, φ der zugehörige Reibungswinkel. Dann ist

$$f = \tan \varphi$$

$$s = 2 r \pi \tan \alpha,$$

und die am Hebelarme a drehende Kraft K berechnet sich aus dem Gleichgewichte auf der schiefen Ebene des Gewindeganges mit

$$K a = P r \tan (\alpha \pm \varphi),$$

worin das Pluszeichen für eine wagerechte Kraft K gilt, die bestrebt ist, die Last P bergan zu schrauben, das Minuszeichen für eine solche Kraft, die verhindern soll, daß die Last P sich selbsttätig abwärts schraubt. Der letztbezeichnete Fall kann nicht eintreten, wenn

$$\alpha \leq \varphi$$

ist. Für eiserne und bronzene Muttern ist etwa zu setzen

$$\text{trocken: } f = 0,20 \text{ oder } \varphi = 11^\circ 20'$$

$$\text{etwas gefettet: } f = 0,15 \quad \varphi = 8^\circ 30'.$$

Das gibt für das Heben der Last

$$K = \left(\frac{r}{a}\right) P \left(\frac{s + 2r\pi f}{2r\pi - fs} \right). \quad (43)$$

6. Für *scharfgängige Bewegungsschrauben*, deren Spitzenwinkel im Gewinde 2β beträgt (Fig. 171), erhält man (unter sonst gleichen Umständen) ein viel größeres K . Man erhält nämlich, aus gleichen Betrachtungen, wie oben bei der Ableitung der Gl. (43)

$$K = \left(\frac{r}{a}\right) P \left(\frac{\tan \alpha + f \cos \alpha \sqrt{1 + \tan^2 \alpha + \tan^2 \beta}}{1 - f \sin \alpha \sqrt{1 + \tan^2 \alpha + \tan^2 \beta}} \right).$$

Deshalb eignen sich die scharfgängigen Schrauben nicht gut für Bewegungsvorrichtungen. Setzt man für Whitworthgewinde $2\beta = 55^\circ$ ein und vernachlässigt das sehr kleine $\tan^2 \alpha$, so erhält man gut angenähert

$$K = \left(\frac{r}{a}\right) P \left(\frac{\tan \alpha + 1,15f}{1 - 1,15f \tan \alpha} \right). \quad (44)$$

Will man bei der *Drehung einer Schraube* auch noch die Reibung der Mutter auf ihrer Unterlage in Betracht ziehen, und ist die Reibungszahl dafür gleich f_1 , so erhält man für die gebräuchlichen Abmessungen

$$K = \left(\frac{r}{a}\right) P \left(\frac{\tan \alpha + 1,15f}{1 - 1,15f \tan \alpha} + \frac{4f_1}{3a} \right), \quad (45)$$

worin der Halbmesser der Reibungsfläche der Mutter rund gleich $2r$, also der zugehörige Hebelarm gleich $\frac{4}{3}r$ angesetzt ist. Annähernd darf dafür

$$K = \frac{rP}{2a} \quad (46)$$

gerechnet werden.

7. Bei der *Bewegung obiger Schrauben* darf (wie eingangs gesagt) der *Flächen-
druck in den Gewinde-Berührungsflächen* eine zulässige Größe (σ_g) nicht überschreiten. Sind also z tragende Gewindegänge vorhanden, so muß die Bedingung

$$P \leq z (d^2 - d_1^2) \frac{\pi}{4} \sigma_g \quad (47)$$

erfüllt werden.

Die zulässigen Werte von σ_g sind etwa folgende:

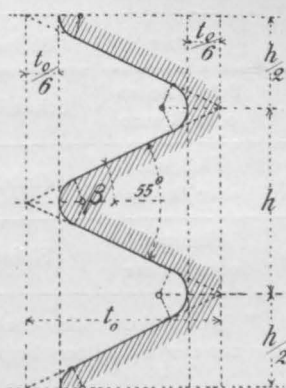


Fig. 171. Querschnitt des Witworth-Gewindes.

Tabelle 7. Zulässiger Flächendruck im Gewinde der Schrauben.

Nr.	Baustoff		σ_g bei Befestigungs- u. Stellschrauben *	σ_g bei Bewegungs- und Preßschrauben	Bemerkungen
	Mutter	Schraube	atm	atm	
1.	Schweißeisen oder Bronze	Schweißeisen	150	75	Je sicherer die Wirkung des Schmiermittels, desto größer unter sonst gleichen Umständen σ_g .
2.	Flußeisen oder Bronze	Flußeisen	180	90	
3.	Flußstahl oder Bronze	Flußstahl	200	100	

* Der Flächendruck zwischen Mutter und ihrer aus gleichem Stoff bestehenden Unterlage sollte 200 atm nicht überschreiten.

Bei gleichzeitiger Beanspruchung des Kerndurchmessers durch eine Achsenkraft P und ein Verdrehungsmoment M , ist aus den Normalspannungen σ und den Schubspannungen τ die sog. maßgebende Spannung σ_{ma} herzuleiten (St. I. 120). Für den Kreisquerschnitt ist (nach den Gl. St. I. § 15)

$$\sigma = \frac{4P}{d_1^2 \pi}$$

und

$$\tau = \frac{2M}{\left(\frac{d_1}{2}\right)^3 \pi}$$

Ferner ist die maßgebende Spannung für $m = 4$

$$\sigma_{ma} = \frac{3}{8} \sigma \pm \frac{5}{8} \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2}. \quad (48)$$

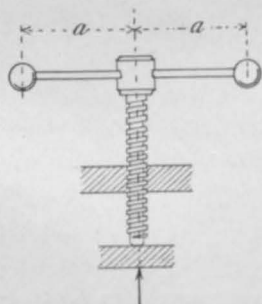


Fig. 172. Zur Berechnung einer Preßschraube.

8. Beispiele.

1. Eine flußstählerne, flachgängige Preßschraube hat folgende Abmessungen:

Kerndurchmesser $d_1 = 8$ cm;

Bolzendurchmesser $d = 10$ cm;

Ganghöhe s des dreigängigen Gewindes = 5 cm,

zu hebende Last $P = 30 t$.

Wie groß ist das zum Heben der Last nötige Drehmoment M (Fig. 172), wenn das zwischen Kopfende der Schraube und ihrer Unterlage wirkende Reibungsmoment zunächst vernachlässigt wird?

Das Drehmoment M berechnet sich aus der Gl. (43) mit

$$M = P \cdot r \left(\frac{s + 2r\pi f}{2r\pi - fs} \right).$$

Für den mittlern Bolzenhalbmesser r erhält man

$$r = (10 + 8) \frac{1}{4} = 4,5 \text{ cm.}$$

Für $f = 0,15$ gibt das

$$M = 30 \cdot 4,5 \left(\frac{5,0 + 2 \cdot 4,5 \cdot 3,14 \cdot 0,15}{2 \cdot 3,14 \cdot 4,5 - 0,15 \cdot 5,0} \right) = 45,33.$$

Ferner

$$\sigma = \frac{4 \cdot 30}{64 \cdot 3,14} = 0,59 \frac{t}{\text{cm}^2}$$

$$r = \frac{2 \cdot 45,33}{64 \cdot 3,14} = 0,45 \frac{t}{\text{cm}^2}$$

und

$$\sigma_{ma} = \frac{3}{8} 0,59 + \frac{5}{8} \sqrt{0,59^2 + 4 \cdot 0,45^2}$$

oder

$$\sigma_{ma} = 896 \text{ atm.}$$

Die maßgebende Spannung bleibt also noch unter der zulässigen Grenze.

Berücksichtigt man die Reibung zwischen Schraubenkopfende und Unterlage und führt sie auf den berechneten mittlern Halbmesser von 4,5 cm zurück, so erhält man

$$M = 45,33 = \frac{2}{3} P \cdot r \cdot f = 58,83$$

und nach erfolgter Neurechnung

$$\sigma_{ma} = 1034 \text{ atm.,}$$

was ebenfalls noch als zulässig gelten darf.

2. Wie hoch muß im vorigen Beispiele die bronzene Preßmutter gemacht werden, damit in ihrem Gewinde der zulässige Flächendruck σ_g nicht überschritten wird?

Setzt man $\sigma_g = 100 \text{ atm.}$, so berechnet sich die Zahl der tragenden Gewindengänge der Mutter (nach Gl. 47) aus

$$z = \frac{4P}{\sigma_g (d^2 - d_1^2)} = \frac{4 \cdot 30}{0,1 (100 - 64) 3,14}$$

mit

$$z = 11.$$

Das gibt eine Mutterhöhe

$$z = \frac{5 \cdot 11}{3} = 18,3 \text{ cm.}$$

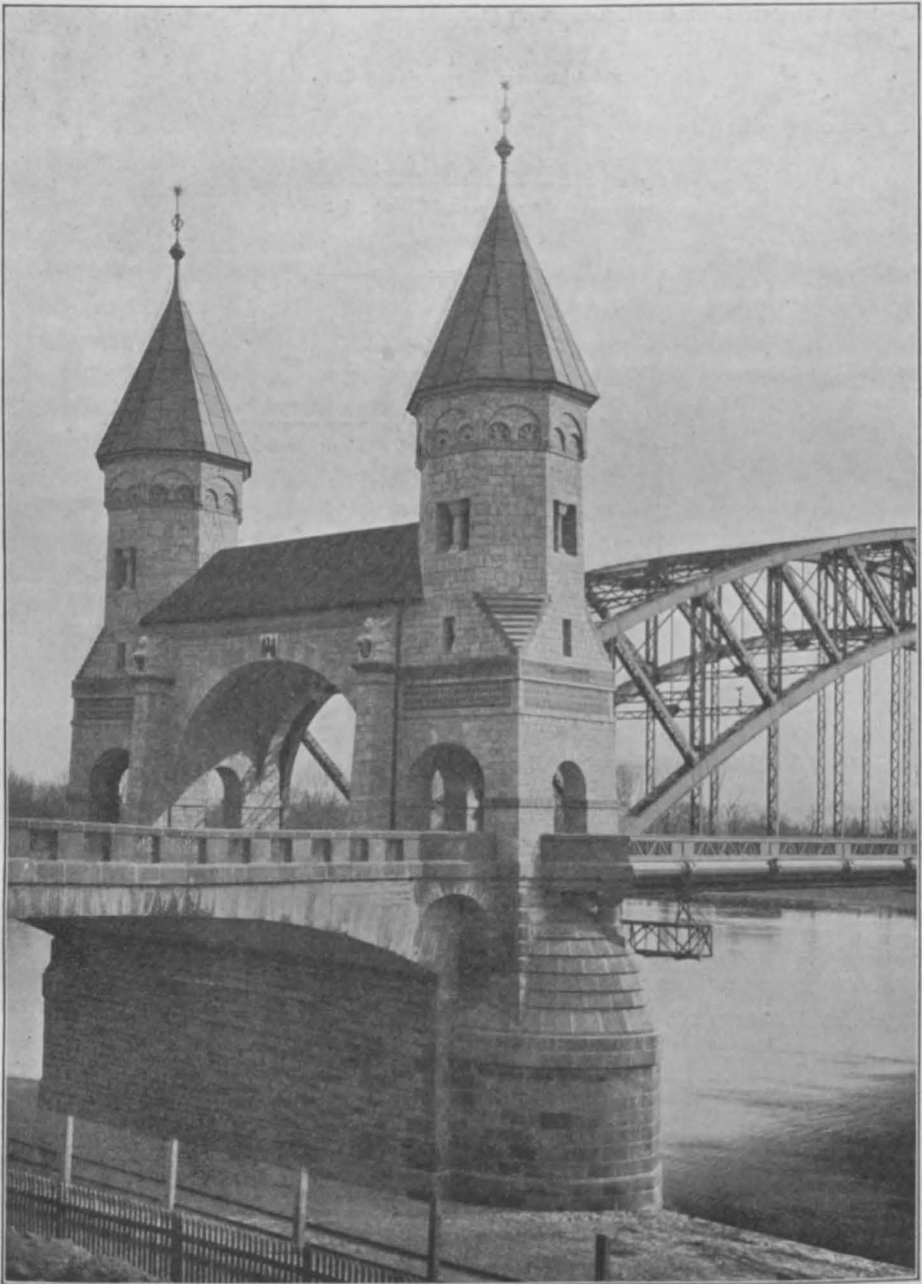


Fig. 173. Die Königsbrücke über die Elbe in Magdeburg. 1900.

§ 5. Die Gesamtanordnung einer festen Eisenbrücke.

In der Einleitung des ersten Abschnittes (§ 1) wurden die Benennungen und Hauptteile einer Brücke insoweit erklärt, wie es für das Verständnis des

Folgenden notwendig ist. Danach wurden *Unterbau* und *Überbau* der Brücke unterschieden und die Brücken (nach der Art ihrer Hauptträger) in drei große Gruppen geteilt: *Balkenbrücken*, *Bogenbrücken*, *Hängebrücken*. Die baulichen Einzelheiten dieser drei Gruppen sollen hierunter *gemeinsam* dargestellt und beschrieben und dabei wesentliche Unterschiede bei den verschiedenen Gruppen erklärt werden. Einzelheiten des Entwurfes und der Herstellung, deren Besprechung in andere (an der technischen Hochschule in Dresden bestehende) Vorträge gehört (wie *Eisenbahn*-, *Wasser*- und *Straßenbau*) werden nur im allgemeinen und auch nur insoweit berührt, als es für den engen Anschluß an jene Lehrgebiete notwendig ist (3).

Bewegliche Brücken müssen im geschlossenen Zustande gleiche Bedingungen wie die *festen* Brücken erfüllen. Deshalb gilt das für diese Gesagte auch für jene. Die wesentlichen Unterschiede der beweglichen Brückenöffnung einer festen gegenüber beruhen einerseits im Vorhandensein der Bewegungsvorrichtung und anderseits darin, daß die bewegliche Öffnung, wenn sie ausgeschwenkt ist (offen steht), nur ihr Eigengewicht und (außer der Mannschaft für das Bewegen) keine Verkehrslast zu tragen hat. Das Weitere über bewegliche Brücken folgt im III. Bande.

41. Die Brücke als Glied einer Verkehrslinie.

1. Nach der Art des Weges, den die Brücke trägt, nannten wir sie eine Eisenbahn-, Straßen- oder Kanalbrücke; nach der Art des Weges, den sie überschreitet, eine Strom- oder Talbrücke. Oder wir sprachen von einer Überführung oder einer Unterführung, in besondern Fällen auch von einer Hochbrücke.

Betrachten wir zunächst den Bau einer Brücke in einer neu anzulegenden Straße oder Eisenbahn. Dann sind in den allgemeinen Vorarbeiten dieser Linien bereits *Längsschnitt*, *Querschnitt* und *Grundriß* der Brücke verzeichnet. Daraus ist eins der wichtigsten Grundmaße des Entwurfes zu entnehmen, das für die Wahl der Brückenart entscheidend werden kann. Das ist die sog. *Bauhöhe*, oder der in der Bahnachse gemessene Unterschied zwischen den Ordinaten der Fahr- bahnoberkante auf der Brücke und der Oberkante der zu überschreitenden Verkehrslinie (Strom, Tal, Eisenbahn, Straße, Kanal u. dgl.). Bei Flüssen und Strömen ist die für die Bauhöhe maßgebende Oberkante die *Wasserstandshöhe*. Ist der Strom schiffbar, so gilt dafür der höchste Wasserstand, bei welchem die Schifffahrt noch möglich ist. Bei nicht schiffbaren Flüssen tritt an dessen Stelle der überhaupt höchste Wasserstand, wobei unter Umständen der höchste Stand früherer Zeiten zu beachten ist.

Ein weiteres wichtiges Grundmaß für den Entwurf der Brücke ist bei Flüssen und Strömen die Höhe zwischen Überbauunterkante und höchstem Wasser. Sie richtet sich natürlich nach der Höhe der zu erwartenden Schwimmkörper oder der verkehrenden Fahrzeuge. Diese Höhen werden nachfolgend als *Verkehrshöhen* bezeichnet.

Bei einfachen Überführungen von Wegen oder Eisenbahnen werden die Verkehrshöhen in der Regel von den maßgebenden Staats-, Provinz- oder Gemeindebehörden festgestellt. Beim Überschreiten großer Ströme zieht sich aber die

endgültige Festsetzung der Verkehrshöhe oft sehr lange hin, wenn etwa die Strombauverwaltung darüber eine andere Meinung hat, als die Baubehörde. Namentlich in großen Städten mit dichter Bebauung auf beiden Ufern eines Stromes ist die äußerste Herabminderung der Verkehrshöhe meist eine unerläßliche Forderung. Z. B. bedeutet es für den Neubau einer Rheinstraßenbrücke der Stadt Köln nicht allein eine Mehrausgabe von vielen Hunderttausenden von Mark, sondern auch eine empfindliche Verschlechterung der Brückenansfahrten, wenn das Maß zwischen schiffbarem Hochwasser und Überbauunterkante etwa um einen Meter höher angenommen werden müßte, als es zur Zeit festgelegt ist. Denn die Rampen der Ansfahrten würden (bei einer Steigung von 1 : 40) sowohl in Köln als auch in Deutz um 40 m länger werden und dabei noch gewundenere Grundrißgestalt erhalten und höhere Grunderwerbskosten verursachen als sonst.

2. Weitere wichtige *Grundmaße* des Brückenentwurfes sind die zwischen den Außenflächen (Reinmauern) der Pfeiler zu messenden *Lichtweiten* und die *Stützweiten* (Berechnungsweiten) des Überbaues, sowie die diesen entsprechenden größten *Trägerhöhen*. Deren Bestimmung bietet für kleinere Brücken, wie Über- und Unterführungen oder dgl. keinerlei Schwierigkeiten. Nur bei größeren Strom- und Talbrücken werden oft eingehende Untersuchungen nötig, einerseits, um die günstigste Zahl der Brückenöffnungen zu ermitteln, und anderseits, um die dazu passenden Licht- und Stützweiten zu berechnen. In solchen Fällen greift man zuweilen zu allgemeinen, mit Hilfe der Sätze von den Größt- und Kleinstwerten gebildeten Formeln, um diejenige Anordnung der Brücke ausfindig zu machen, deren Gesamtkosten für Überbau und Pfeiler samt deren Gründung am kleinsten werden. Solche Formeln sind aber meist zu allgemein gehalten, um in Einzelfällen die richtigen Werte liefern zu können. Es ist auch zu bedenken, wie für viele Baustellen, aus der Natur der Längen- und Querschnitte und namentlich auch aus ihrer Lage zu den bestehenden Verkehrsnetzen von vorn herein gewisse Bedingungen für den Brückenbau festgelegt sind. Auch läßt manche Baustelle verschiedene Gesamtanordnungen des Baues zu. Man sollte deshalb in einem Ernstfalle lieber mehrere vergleichende Entwürfe anfertigen und veranschlagen und dann die Wahl treffen oder treffen lassen, als sich für eine bestimmte Brückenart entscheiden und deren günstigste Grundmaße nach Formeln berechnen, die im wesentlichen nur einen rein akademischen Wert haben.

3. Bei derartigen größeren Brücken in einer neuen Verkehrslinie wird oft die *Wahl der Baustelle* die gesamte Führung der Linie beeinflussen. Wo dies der Fall ist, wird man schon die allgemeinen Vorarbeiten für den Brückenentwurf mit der größten Sorgfalt auszuführen haben. In erster Linie die *Bodenuntersuchungen*, die für die Art der Gründung und für die Stellung der Pfeiler von entscheidender Bedeutung sind. Bei Strömen kommt dann noch die *Anfertigung von Profilen* hinzu, die in regelmäßigen Zeiträumen durch Peilungen dauernd zu berichtigen sind. Dazu gehören auch regelmäßige *Wasserstandsbeobachtungen*, *Geschwindigkeitmessungen* u. dgl., damit die durch die künftigen Brückenöffnungen strömende *Wassermenge* und der durch die Pfeiler etwa bewirkte *Wasseraufstau* genau berechnet werden können.

Für kleine Bauwerke, wie sie in einer langen Verkehrslinie oft in großer Zahl vorkommen, können die genannten allgemeinen Vorarbeiten in der Regel unterbleiben. Straßen- und Eisenbahnverwaltungen haben dafür meist sog. *Normalien* an der Hand, die entweder unmittelbar als Entwurfsstücke dienen oder doch nur unbedeutender Abänderungen bedürfen, um in die Vorarbeiten aufgenommen zu werden. Solche Normalien sind für größere Bauverwaltungen zweifellos bequem. Es darf nur nicht unterlassen werden, sie dauernd den wechselnden Anforderungen der fortschreitenden Wissenschaft anzupassen. Für den Hochschulunterricht bedeutet der Gebrauch, oft auch schon ein zu häufiger Hinweis auf Normalien, eine Gefahr insofern, als dadurch in den Hörern oder Übenden der in diesen etwa tätige Trieb zu selbständigem Denken, Erfinden und Arbeiten gelähmt oder unterbunden werden kann. Aus diesem Grunde vermeide ich es möglichst, auf Normalien von Eisenbrücken näher einzugehen, oder sie als Muster vorzuführen.

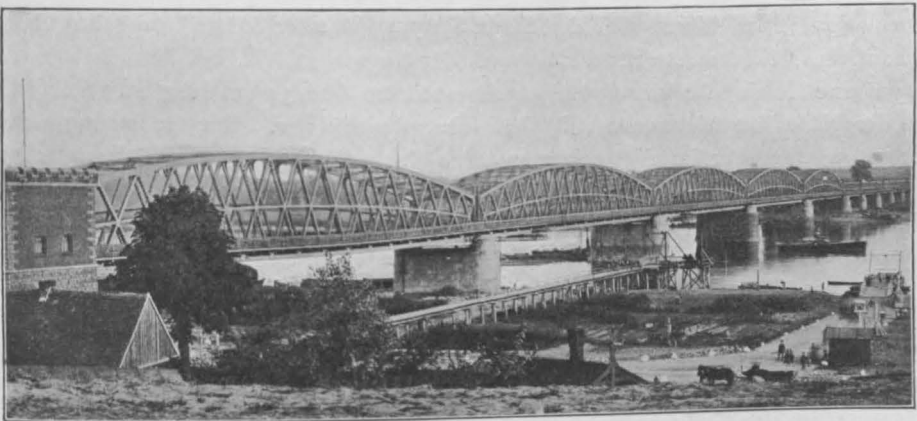


Fig. 174. Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Fordon. 1891—1893.

42. Lichtweite, Stützweite sowie Bauart und Höhen der Hauptträger.

1. Wie schon gesagt, bedarf es bei größeren Strom- oder Talbrücken oft umfassender Vorarbeiten, um die für die Brücke und die anschließende Verkehrslinie günstigste Übergangsstelle zu finden. Ist diese festgelegt, so ist man in der Regel auch schon vorher klar darüber geworden, wie lang etwa die Brücke werden muß, welche Stellen sich für Pfeilergründungen besonders eignen, wie viele Pfeiler zu setzen sind u. dgl. mehr. Bei Talübergängen wird dabei besonders in Frage kommen, ob und in wie weit eine Dammschüttung billiger herzustellen ist als eine Brücke, während bei Strombrücken mit breitem Strombette und angrenzendem ausgedehnten Vorlande in erster Linie zu entscheiden sein wird, welche Lichtweite die Stromöffnungen erhalten müssen und in welchem Verhältnisse dies Maß zu der Lichtweite der Vorlandöffnungen stehen muß, um die Gesamtkosten des Baues möglichst gering zu erhalten. Beim Entwurfe der Fordoner Weichselbrücke (Fig. 174) lag es nahe, im Strome die Lichtweiten der bestehenden Brücken bei

Graudenz und Thorn (§ 10) als maßgebend anzusehen. Dies Maß wurde für die Stützweite auf 100 m abgerundet. Es gab nun damals einige Herren in der Bauverwaltung, denen dies schöne runde Maß so sehr gefiel, daß sie bestimmten, es solle auch für sämtliche Vorlandöffnungen beibehalten werden, dann brauche man nur einen einzigen Entwurf für den Überbau zu machen, was doch recht vorteilhaft und bequem sei. Trotz meines Einspruches gegen ein derart abgekürztes Verfahren der Entwurfsherstellung wurde dieser Plan höheren Orts zur Genehmigung vorgelegt. Wie aber vorausszusehen, kam er alsbald mit dem Auftrage zurück, einen anderen Entwurf vorzulegen, worin die günstigste Stützweite der Vorlandöffnungen einzuführen sei. Diese wurde dann durch vergleichende Kostenanschläge auf 60 m festgelegt. Bei 5 Stromöffnungen von je 100 m und 13 Vorlandöffnungen von je 60 m gab das gegenüber dem ersten Plane eine Kostenersparnis von fast einer halben Million Mark.

2. Die Bedeutung einer Brücke wächst nicht mit ihrer Länge, sonst wäre die (vor etwas über 100 Jahren erbaute) steinerne Löwenbrücke in China, die eine Bucht des gelben Meeres bei der Stadt Sangang in einer Länge von 7 km überspannt, das bedeutendste Brückenbauwerk der Gegenwart. Ja, mit ihr würde heute sogar eine Holzbrücke um die Siegespalme streiten, die 32 km lang ist. Sie führt in der Nähe der Mormonenstadt Utah über den Salzsee. Die Bedeutung einer Brücke wächst aber im allgemeinen mit der Weite der Öffnungen, die sie zwischen zwei ihrer Pfeiler frei überspannt. Aus diesem Grunde war von jeher das Wachsen der gebräuchlichen Spannweite ein Zeichen für das Fortschreiten der Brückenbaukunst. Darum ist es lehrreich, die Grenzen kennen zu lernen, die bei den Stützweiten der verschiedenen Brückenarten bis jetzt nicht überstiegen worden sind.

Wegen ihres großen Eigengewichtes sind einer Steinbrücke die engsten Grenzen der Stützweite gesteckt. Über 100 m ist man zurzeit noch nicht hinausgekommen. Holzbrücken haben im vorigen Jahrhundert Stützweiten von etwa 120 m erreicht (8). Dagegen ist das Gußeisen, seiner geringen Biegezugsfestigkeit wegen, stark zurückgeblieben. Die größte darin erreichte Stützweite besitzt die von RENNIE erbaute Southwarkbrücke über die Themse in London, mit 75 m (Fig. 292, § 7). Unübertroffen in ihrer Weite von 521 m war bis heute die 1883—1890 erbaute Forthbrücke zwischen England und Schottland (Fig. 1). Sie ist eine Balkenbrücke, aber eine Auslegerbrücke (cantilever-bridge), deren Hauptträgerscheiben durch vier Scheibengelenke miteinander verbunden (St. I. § 4) sind. Im Lande der unbegrenzten Möglichkeiten ist aber zurzeit bei Quebec eine Auslegerbrücke über den St. Lorenzstrom im Bau, deren mittlere Stützweite nicht weniger als 1800 Fuß oder 548,63 m betragen wird. Nach erfolgter Vollendung wird sie die weitest gespannte Brücke der Welt sein.

Nächst den Auslegerbrücken zeigen Hängebrücken, bei denen die Hängebogen aus Stahldrahtkabeln gebildet sind, die bedeutendsten Weiten. Zurzeit beträgt deren größte Weite 488 m. So weit gespannt ist die Mittelöffnung der Williamsburgbrücke über den East-River in New-York (Fig. 177), gebaut 1900—1905. Unter den Bogenbrücken besitzt die größte Weite — mit 260 m — die neueste Niagara-Straßenbrücke bei Clifton (Fig. 175). Die größten Weiten haben danach



Fig. 175. Neue Niagarabrücke bei Clifton. 1898. Weite der Mittelloffnung 260 m.

die Auslegerbrücken erreicht, und es scheint so, als ob sie auch für die Zukunft die Herrschaft im Gebiete der weitgespannten Brücken beibehalten werden. Ihr

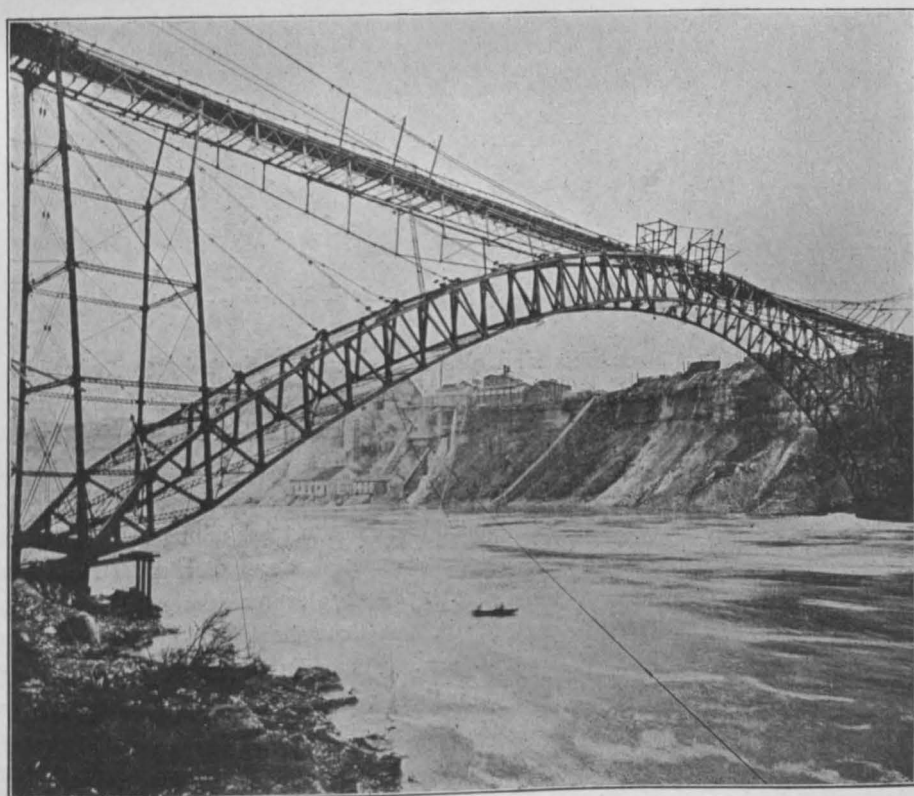


Fig. 176. Aufstellung der Niagarabrücke bei Clifton. 1896.

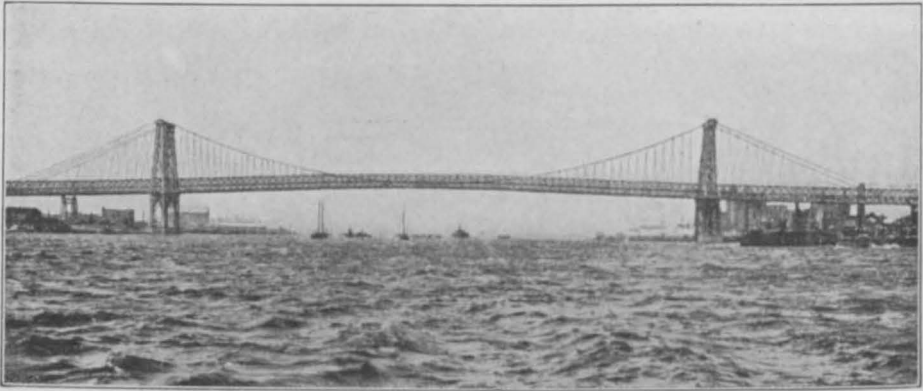


Fig. 177. Die Williamsburg-Brücke über den East-River in New York.
Weite der Mittelöffnung 488 m.

Hauptvorzug vor andern Brückenarten ist die Möglichkeit der *Aufstellung ihrer Hauptöffnungen ohne der Schifffahrt hinderliche Rüstungen*, und zwar derart, daß die in der Aufstellung begriffenen Teile sich allein auf die bis dahin fertig ge-

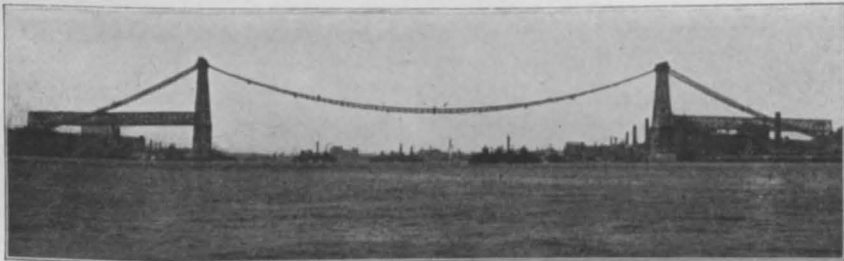


Fig. 178. Arbeitsgerüst der Williamsbrücke in New-York. 1904.

stellten Überbauteile stützen. Es sind also hierbei nicht, wie bei der Aufstellung von weitgespannten Bogenbrücken (Fig. 176) die Überbauteile der betreffenden Öffnung so lange an Hilfskabeln in ihrer Lage zu erhalten, bis der Bogenschluß

erfolgt ist. Auch braucht man dabei nicht, wie bei Hängebrücken, erst eine durchgehende Hängegurtverbindung zwischen den Verankerungen der beiden Uferseiten (Fig. 178—179), um daran das Übrige (allein mit Schwebegerüsten) aufhängen zu können. Nein, die Aufstellung der Hauptöffnungen von großen Auslegerbrücken erfolgt (sozusagen) wie das Vorstrecken eines Eisenbahn-Oberbaues, von einem Stützpunkte aus bis zum Schlusse in der Brückenmitte und dabei verwendet man (wie die Fig. 180



Fig. 179. Schwebegerüste am Arbeitsgerüst der Williamsbrücke.

bis 182 veranschaulichen) an der augenblicklichen Arbeitsstelle nur ein einziges, auf Schienen des Überbaues fahrbares Versetzgerüst, das mit den nötigen Hebevorrichtungen und dergleichen versehen ist.

3. Aus der gegebenen *Lichtweite* läßt sich die *Stützweite* zwischen zwei Pfeilern für jede Brückenart berechnen. Zu dem Zwecke ist diejenige Belastung der Öffnung durch Eigengewicht und Verkehrslast zu bestimmen, welche die größten lotrechten Stützendrücke verursacht, wobei genau genug, an Stelle der Stützweite, die Lichtweite zugrunde gelegt werden kann. Etwaige Bogenkräfte können unberücksichtigt bleiben.

Nehmen wir z. B. zwei Hauptträger einer einfachen Balkenbrücke an, so berechnet sich eine der vier Stützenkräfte A aus

$$A = \frac{q l'}{4},$$

wenn l' die Lichtweite und q der der gefährlichsten Belastung entsprechende *Belastungsgleichwert* ist (23). Die Stützenkraft wird bei Steinpfeilern auf eine Fläche f übertragen, deren zulässige Spannung gleich σ_s sei. Dann ist

$$f \sigma_s = \frac{q l'}{4}$$

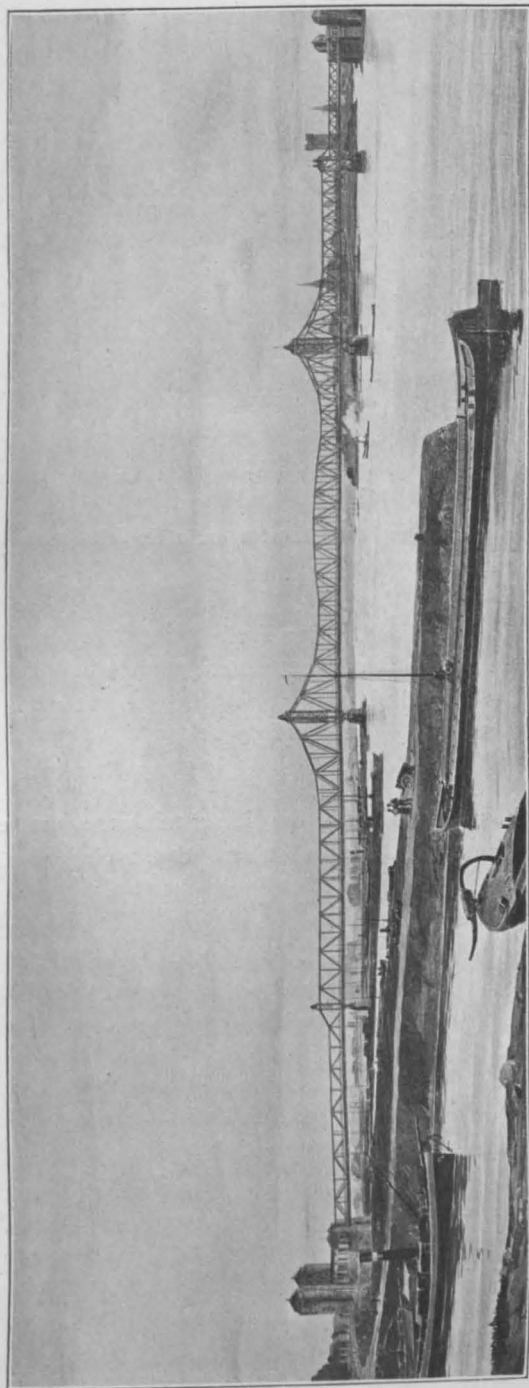


Fig. 180. Auslegerbrücke bei Ruhrort über den Rhein. 1907 vollendet. Entwurf der Gesellschaft Harkort.



Fig. 181. Beginn der Aufstellung der Ruhrorter Brücke. 1906.

zu machen. Die druckübertragende Schicht ist in der Regel eine Zementschicht, für welche

$$\sigma_s = 20 \text{ bis } 50 \text{ atm}$$

gesetzt werden darf. Die Fläche f wird gewöhnlich ein Rechteck sein. Sind a und b dessen Seiten, von denen a im Längsschnitt der Brücke liegt, und setzt man das Verhältnis von $a : b = \alpha$, so erhält man

$$a = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{\alpha q l'}{\sigma_s}}. \quad (49)$$

Bei Stein Pfeilern muß die Lagersteinkante um ein bestimmtes Maß von der Pfeilerkante (Fig. 183) abstehen, damit eine allmähliche und sichere Verteilung



Fig. 182. Aufstellung der Quebecbrücke über den Lorenzstrom in Canada. 1906.

des Stützendruckes auf die tiefer liegenden Pfeilerschichten stattfindet. Dieses Maß sei c . Dann ist anzuschreiben

$$l = l' + 2c + a$$

oder

$$l = l' + 2c + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{\alpha q l'}{\sigma_s}}.$$

Ist die maßgebende Stützenkraft A auf anderem Wege berechnet, so hat man

$$l = l' + 2c + \sqrt{\frac{\alpha A}{\sigma_s}}. \quad (50)$$

Für *Eisenpfeiler* würde $c = \text{Null}$ und $\sigma_s = \sigma$ zu setzen sein. Für *Flußmetall* wäre dann σ höchstens gleich zwei Drittel der Elastizitätsgrenze zuzulassen (29).

Die Stützweite ist bei größern Brücken mindestens auf volle Meter abzurunden. Die preußischen Vorschriften (Anhang § 13) schreiben sogar für Weiten über 30 m eine *gerade* Meterzahl vor. Wenn möglich, sollte man bei größern Fachwerksbrücken die Stützweite derart abrunden, daß sie durch das Maß der Feldweite *teilbar* ist.

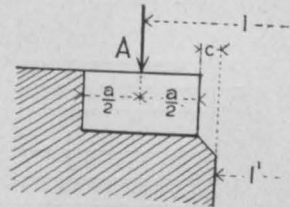


Fig. 183. Berechnung der Stützweite aus der Lichtweite.

Übungsaufgabe. Die Lichtweite der Öffnungen zweigleisiger Eisenbahnbrücken mit Vieleckträgern ist zu mindestens 95 m vorgeschrieben. Wie groß ist die Stützweite zu wählen, wenn Steinpfeiler vorgesehen sind? Aus den Belastungsgleichwerten der Verkehrslast und der Schwedlerformel für Eigengewicht (21) findet man

$$q = (g + p) = l' \left(\frac{a + p}{250 - l'} \right) + p.$$

Darin ist (nach Tabelle 4, S. 107)

$$p = 2 \left(3,58 + \frac{108}{l'} \right) = 9,44 \text{ t}$$

einzusetzen. Das Fahrbahngewicht a ist (nach dem Anhang) mit 1,18 kg/m anzunehmen. Das gibt

$$q = 15,95 \text{ kg/m.}$$

Für $\alpha = 1$ und $\sigma_s = 30 \text{ atm}$ folgt daraus in Metern und Tonnen

$$l - 2c = 95 + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{15,95 \cdot 95}{300}} = 96,12 \text{ m.}$$

Das Maß von $2c$ kann zur *Abrundung* verwendet werden. Erhält man dadurch für l noch keinen passenden Wert, so kann man σ_s entweder noch etwas erhöhen oder erniedrigen. Im vorliegenden Falle würde man l auf 96,5 m abrunden können.

4. Die günstigsten Trägerhöhen lassen sich durch allgemeine Formeln nicht wohl fassen. Ratsamer ist es, sie von Fall zu Fall der gegebenen Aufgabe anzupassen. Dabei bleibt dann zu bedenken, wie (namentlich beim Vorhandensein von krummen Gurten) ein gut gewählter Trägerumriß sehr zur Schönheitswirkung der Gesamtanordnung beitragen kann. Um einen allgemeineren Vergleich darüber zu erhalten, innerhalb welcher Grenzen die Trägerhöhen sich bewegen, erscheint es zweckmäßig, den Höhenunterschied h der Systemlinien zwischen dem tiefsten Punkte des Untergurtes und dem höchsten Punkte des Obergurtes zu betrachten und zu ermitteln, in welchem Verhältnisse er zur Stützweite l steht. Ohne den spätern genauern Angaben für Sonderfälle vorzugreifen, soll hier hervorgehoben werden, daß dies Verhältnis $h:l$ bei *Balkenträgern* etwa zwischen $\frac{1}{5}$ und $\frac{1}{12}$ liegt, wobei die Höhe für Parallelträger in der Regel kleiner ausfällt, als bei Trägern mit gebrochenen Gurten. Bei Balkenträgern, die durch eine Verbindung von Bogen und Balken gebildet worden sind (Fig. 32—36), wird die Höhe in der

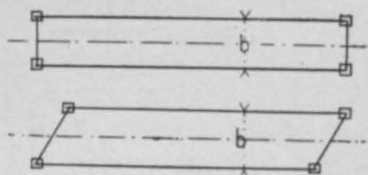


Fig. 184. Grundriß der geraden und der schiefen Brücke.

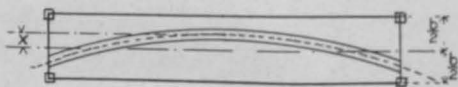


Fig. 185. Gleiskrümmung auf der Brücke.

Regel am größten, selten wird sie kleiner als $\frac{1}{5} l$ gemacht. Das gleiche gilt für *Auslegeträger* mit krummen Gurten. Dagegen ist bei *Hängebogenträgern*, wenn deren Zuggurte als Kabel oder Ketten hergestellt werden, das Verhältnis $h:l$ am kleinsten. Es ist sogar in älterer Zeit noch kleiner als $\frac{1}{12}$, sogar $\frac{1}{15}$ und darunter angeordnet worden (§ 6). Ebenso sind *reine Bogenbrücken*, deren Pfeilverhältnis kleiner als $\frac{1}{12}$ gewählt worden ist, sehr selten, wohl aber geht es häufig über $\frac{1}{5}$ hinaus, bis zu $\frac{1}{2}$.

Man vergleiche hierzu auch die deutschen und amerikanischen Vorschriften über das Verhältnis von Stützweite zu Trägerhöhe im Anhang.

43. Der Brückengrundriß und die Fahrbahnlagen.

1. Wir wollen diejenige Figur als Grundriß der Brücke betrachten, die entsteht, wenn man die Stützpunkte ihrer beiden äußern Hauptträger in jeder Öffnung durch gerade Linien verbunden denkt. Ob dann die Hauptträger lotrecht stehen, oder ob sie ausnahmsweise von dieser Stellung abweichen (47), in jedem Falle ist der Grundriß einer Öffnung entweder ein Rechteck oder eine Raute, deren Länge gleich der Stützweite und deren Breite der Abstand der äußern Hauptträger ist.

Das Rechteck bedeutet eine *gerade*, die Raute eine *schiefe* Brücke (Fig. 184). Sowohl bei geraden als auch bei schiefen Brücken fällt die den Grundriß halbierende Achse in der Regel mit der Verkehrsmittellinie, wenn diese auf der Brücke gerade ist, zusammen. Größere *schiefe* Brücken sollten möglichst vermieden werden, weil die schiefen Anschlüsse der Querverbände in der lotrechten Stützebene manche Unbequemlichkeiten mit sich bringen, wovon im II. Bande die Rede sein wird. Führt eine *Gleiskrümmung* über die Brücke, so kann diese

zwar gerade bleiben, aber Gleisachse und Brückenachse fallen dann nicht zusammen (Fig. 185). In der Regel haben sie nicht einmal in der Mitte der Brücke einen Punkt gemeinsam. Denn die zweckmäßige gleichquerschnittige Ausbildung der Hauptträger bedingt eine Verschiebung beider Achsen gegeneinander um ein Maß x , das von der Schienenüberhöhung und der Fliehkraft (26) im krummen Gleisstrange abhängig ist. Wie die *Überhöhung* des äußern Schienenstranges baulich angeordnet werden kann, zeigen die Fig. 186—187 für einen Oberbau mit Holzquerschwellen.

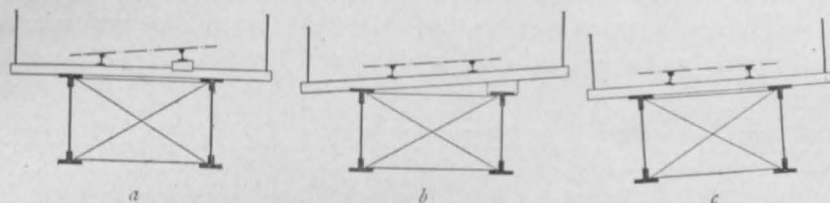


Fig. 186.

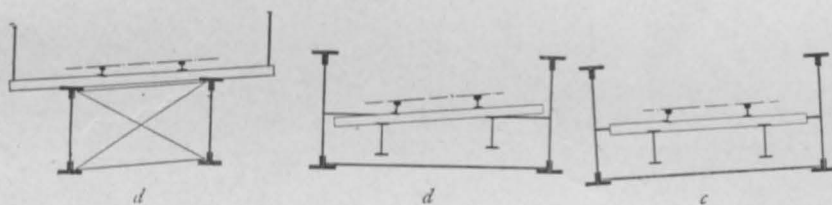


Fig. 187.

Fig. 186—187. Überhöhung des äußern Schienenstranges bei Gleiskrümmungen.

a Unterklotzen der Schienen. — *b* Unterklotzen der Schwellen. — *c* Schrägstellen der Hauptträger oder Längsträger. — *d* Hebung eines Hauptträgers oder Längsträgers in lotrechter Ebene.

Wenn eine Gleiskrümmung über mehrere Brückenöffnungen führt, was seltener vorkommt, dann erhält zwar jede Öffnung einen *geraden* Überbau, aber in ihrer Gesamtheit bilden die Achsen aller Überbauten eine *gebrochene* Linie. Ein bemerkenswertes Beispiel solcher Art ist die Talbrücke »La Galera« in der großen Venezuelabahn, die 1893 von der Gesellschaft Union in Dortmund gebaut worden ist. Sie liegt in einer Krümmung von 80 m Halbmesser und ist durch einen in die Talschlucht vorspringenden Bergrücken in zwei Gruppen geteilt, deren Überbauten verschieden ausgebildet sind (Fig. 188).

2. Die *Breite des Grundrisses* richtet sich bei *lotrecht stehenden Hauptträgern* in erster Linie nach den Verkehrsbedürfnissen, also nach den notwendigen Breitenmaßen der Fahrbahn. Es sind dabei auch die Höhenlage der Fahrbahn gegenüber dem Haupttragwerk (1), sowie (unter Umständen) auch die *Windkräfte* (25) von Einfluß. Wir betrachten zuerst die in den Fig. 189—196 dargestellten verschiedenen Fahrbahnlagen.

Aus den Figuren ist zu ersehen, wie die Fahrbahn entweder *unmittelbar* oder *mittelbar* mit den Hauptträgern verbunden werden kann. Die unmittelbare Ver-

bindung kann am Obergurt (Fig. 189), am Untergurt (Fig. 191 und 193) erfolgen. Bei mittelbarer Verbindung *hängt* die Bahn entweder am Untergurt (Fig. 219 bis 220) oder sie *stützt* sich auf den Obergurt (Fig. 192). Danach kann man im allgemeinen *drei* Fahrbahnlagen unterscheiden. Diese sollen von jetzt ab kurzweg Bahn *oben* (Fig. 189 und 192), Bahn *unten* (Fig. 191 und 193) und Bahn *mitten* (Fig. 190) genannt werden. Für Bahn *mitten* wird häufig auch die Bezeichnung *»versenkte Bahn«* angewendet (Fig. 194).

Bei Bahn *mitten* und *unten* bestimmt sich die Breite des Grundrisses am einfachsten für Eisenbahnbrücken, weil hier der *lichte Verkehrsraum* (das Normalprofil des lichten Raumes) gegeben ist. Bei eingleisigen Brücken mit Stützweiten bis etwa 20 m — das sind in der Regel Brücken mit *Vollwandträgern*

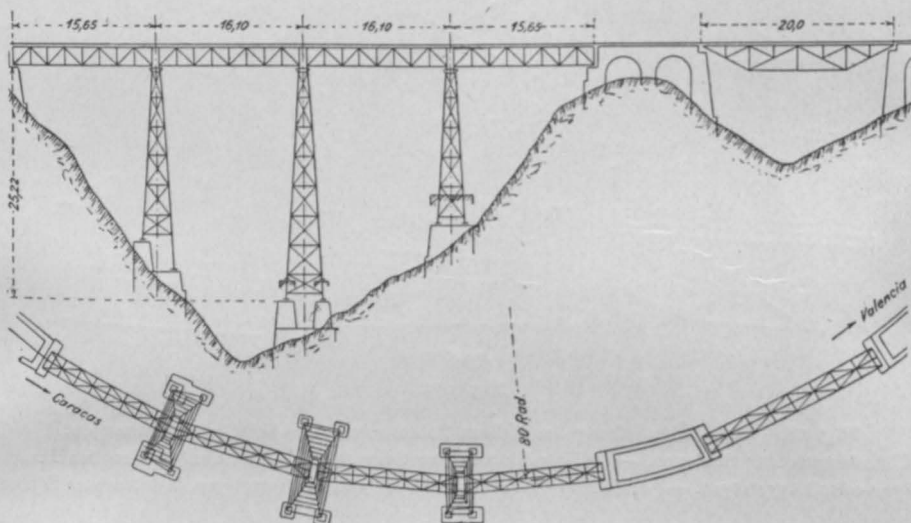


Fig. 188. Talbrücke »La Galera« der großen Venezuela-Eisenbahn.
1893 erbaut von der Union-Dortmund.

— können die Hauptträger meist in der ersten oder zweiten Stufe des lichten Verkehrsraumes angeordnet werden (Fig. 195). Deshalb beträgt dabei ihre Breite (von Mitte bis Mitte Hauptträger) in der Regel 3,20—4 m. Bei Breiten unter 3,2 m wäre es nicht mehr möglich, im Kiesbette die Schwellen vor Kopf ordentlich zu stopfen. Breiten über 3,75 m werden nur nötig, wenn man den *Spielraum zwischen der Umgrenzung des lichten Verkehrsraumes* und den Hauptträger-Umrissen größer als 5 cm wählt. Nach den Vorschriften der preußischen Staatseisenbahnen (vgl. den *Anhang* § 13) soll dieser Spielraum zwischen den am meisten vorspringenden Trägerteilen, falls diese höher als 0,76 m über Schienenoberkante reichen, mindestens 20 cm betragen.

Bei Eisenbahnbrücken mit größerer Stützweite als 20 m wird es meist nicht möglich sein, die Hauptträger in der ersten oder zweiten Stufe der Umgrenzung des lichten Verkehrsraumes anzuordnen. Nun fällt aber namentlich bei offenen

Brücken (46) die Gurtbreite der Hauptträger selten kleiner als 30 cm aus. Das gibt bei 2×20 cm Spielraum und 4 m Verkehrsraumbreite die kleinste Brückenbreite von 4,7 m (Fig. 196).

3. *Zweigleisige* Eisenbahnbrücken erhalten heute in der Regel 4 m größere Breite als eingleisige, wobei der Mindestabstand der Gleismitten zu 4 m angenommen ist. Es bleibt aber das (unter 22) Gesagte zu beachten, wonach es sich aus

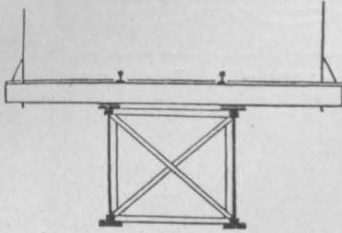


Fig. 189. Bahn oben. Große Bauhöhe. Unmittelbare Lagerung der Querschwellen auf den Hauptträgern.

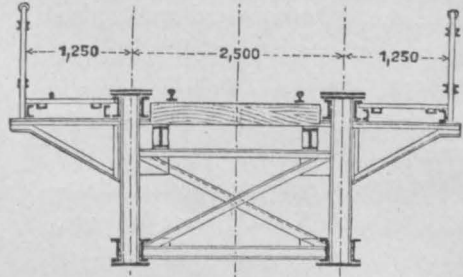


Fig. 190. Bahn mitten oder halbversenkt, auf dem Bahngerippe lagernd. Geringere Bauhöhe.

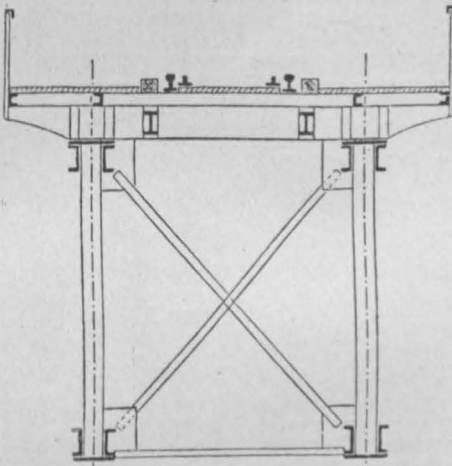


Fig. 192. Bahn oben, gestützt auf das über den Obergurten der Hauptträger lagernde Bahngerippe. Große Bauhöhe.

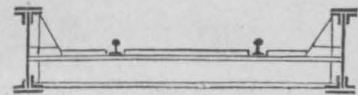


Fig. 191. Bahn unten (versenkt), bei unmittelbarer Lagerung der Schienen auf den Querträgern. Kleine Bauhöhe.

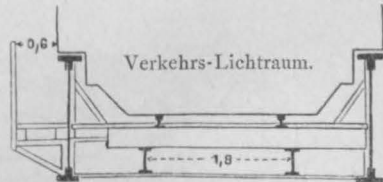


Fig. 193. Bahn unten (versenkt), bei mittelbarer Lagerung der Schienen durch Querschwellen auf den Längsträgern des Bahngerippes. Kleine Bauhöhe.

besondern Gründen empfiehlt, neue Brücken überhaupt nicht von vorn herein zweigleisig zu bauen, sondern dafür zwei gleiche Überbauten für je ein Gleis anzuordnen.

Ein besonderes Mittel, um die Breite einer zweigleisigen Eisenbahnbrücke möglichst einzuschränken, bietet die sog. *Gleisverschlingung*. Fig. 197 stellt eine solche Anordnung dar. In einer bestimmten Entfernung zu beiden Seiten außerhalb der Brücke liegen die beiden Gleise von Mitte zu Mitte um das gebräuchliche Maß entfernt. Ein Gleis geht gerade durch über die Brücke. Das zweite

erhält Gegenkrümmungen, so daß es noch vor der Brücke das zweite *kreuzt*. Auf der Brücke liegen dann die Schienen jedes Gleisstranges unmittelbar nebeneinander. Innerhalb der Bahnstrecke, auf welcher der erforderliche Gleisabstand (von 3,5 bis 4 m) für das Begegnen von zwei Zügen nicht mehr vorhanden ist, darf selbstverständlich immer nur ein Zug verkehren. Deshalb sind auf beiden Seiten außerhalb der Brücke zur Sicherung des Betriebes entsprechende Block- und Signalvorrichtungen vorzusehen.

Bei Straßenbrücken kommt ebenfalls der lichte Verkehrsraum in Frage. Aber Größe und Häufigkeit des Ver-

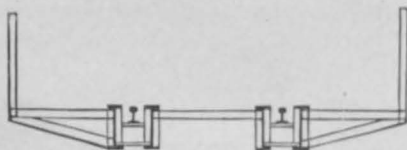


Fig. 194. Kleinste Bauhöhe. Schienen unmittelbar auf Querträgern zwischen Zwillings-Hauptträgern. Bahn versenkt.

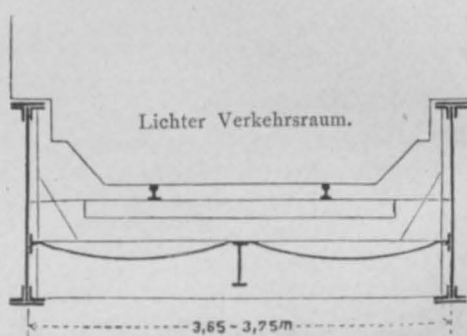
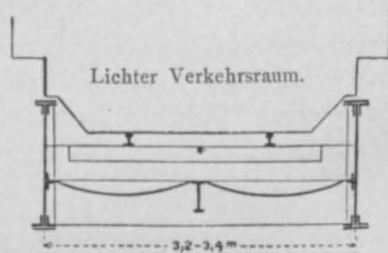


Fig. 195. Brückenbreiten für Vollwand-Hauptträger bis etwa 20 m Stützweite.

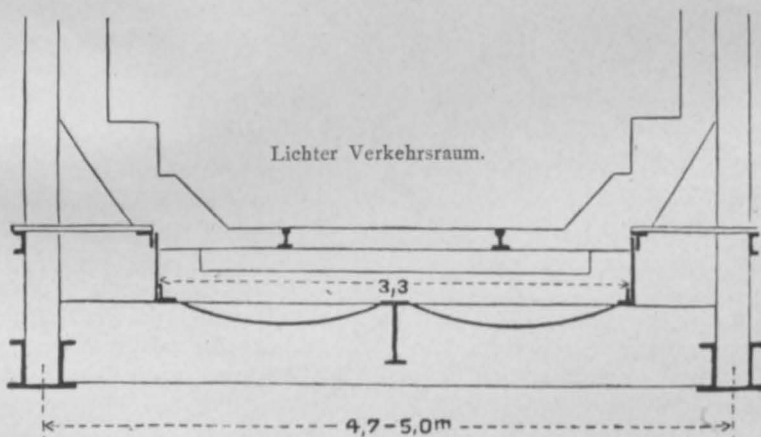


Fig. 196. Brückenbreite für Fachwerke über 20 m Stützweite. Dichte Fahrbahn auf Buckelblechen zwischen Randträgern.

kehrs, sowie die sehr verschiedenen Breitenmaße von Straßenfuhrwerken, Reitern und Menschen, macht die Breitenbestimmung umständlich.

In vielen Fällen, namentlich in großen Städten, hat man einen gewissen Anhalt durch die gegebene Breite des über die Brücke zu führenden Weges.

Oft wird aber, wenn die neue Brücke größere Stützweiten erhält, die vorhandene Straßenbreite auf der Brücke verkleinert, um an Kosten des Gesamtbaues zu sparen. Aus gleichen Gründen legt man die Fußwege häufig nicht innerhalb der Hauptträger, sondern außerhalb auf Auskragungen an. Die breiteste Straßenbrücke der Welt ist wohl heute noch die *Alexanderbrücke* in Paris (§ 11). Sie mißt 40 m zwischen den Geländern.

Über den *Einfluß des Windes* auf die Brückenbreite vergleiche man unter 47. Tabellen über *gebräuchliche Breiten* von Eisenbahn- und Straßenbrücken findet man im Anhang (§ 13).

4. Bei *schräger Stellung der Hauptträger* ändert sich die *Rechteck- oder Rautenfigur des Brückengrundrisses* nicht. Es fallen aber nicht mehr, wie bei lotrecht gestellten Hauptträgern, deren Grundrißbilder mit dem Brückengrundrisse zusammen (Fig. 230—232).

44. Fahrbahn, Hauptträger und Querverbände.

1. *Bauhöhe und Fahrbahnlage* hängen innig zusammen, und die Fahrbahnlage hat wiederum einen wesentlichen Einfluß auf die Gesamtanordnung des Haupttrag-

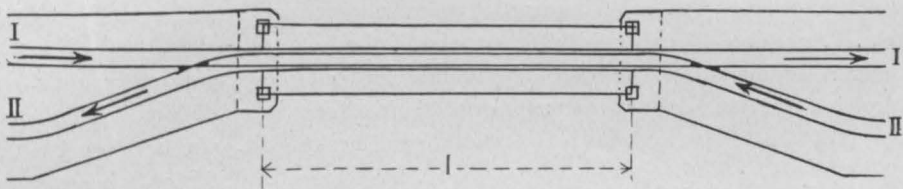


Fig. 197. Gleisverschlingung als Mittel zur Verminderung der Brückenbreite.

werkes. Deshalb sollen hier zunächst die Beziehungen zwischen *Bauhöhe und Fahrbahnhöhe* klar gelegt werden.

Betrachten wir die beiden in Frage kommenden Ordinaten, einerseits für die Oberkante der zu überbrückenden Verkehrslinie (Gelände, höchstes Wasser usw.) und andererseits für die Verkehrslinie, die von der Brücke getragen werden soll. Die erstgenannte Ordinate ist in der Regel durch die Natur gegeben, weil sie sich auf Geländepunkte, Wasserstände usw. bezieht. Sie könnte zwar durch künstliche Mittel, wie Erdarbeiten, Wege- oder Flußverlegungen, Wasserbauten usw., verändert werden, jedoch würde das nur dann geschehen, wenn anders der Brückenübergang in wünschenswerter Gestalt nicht bewerkstelligt werden könnte. Wie dem auch sei, durch Natur oder Kunst liegt die *Ordinate der Brückenunterkante* fest, sobald die *Verkehrshöhe* (41) vereinbart oder vorgeschrieben worden ist. *Dadurch ist für jeden einzelnen Fall auch die Höhenlage der Fahrbahn auf der Brücke (innerhalb gewisser Grenzen) festgelegt.* Welche verschiedene Arten von Fahrbahnlagen möglich sind, wurde (unter 43) bereits gesagt: *Fahrbahn oben* ist nur möglich bei entsprechend großer *Bauhöhe* (Fig. 189 u. 192), *Fahrbahn unten* (Fig. 193) muß gewählt werden, wenn die *Bauhöhe klein* ist. *Fahrbahn mitten* (Fig. 190) entspricht einer mittelgroßen *Bauhöhe*.

Je größer die Bauhöhe, desto höher kann die Fahrbahn im Haupttragwerk gelegt werden. Welche der verschiedenen Fahrbahnlagen unter sonst gleichen Umständen die vorteilhafteren sind, wird weiterhin im besondern zu erörtern sein (46).

2. Der eiserne Überbau zerfällt nach der (unter 1) gegebenen Übersicht in drei Hauptteile. Das sind *Haupttragwerk*, *Fahrbahn* und *Stützen*. Das Haupttragwerk, dessen allgemeine Anordnung und Bedeutung hier zu besprechen ist, besteht aus den *Hauptträgern* (St. I. 10) und den *Querverbänden*.

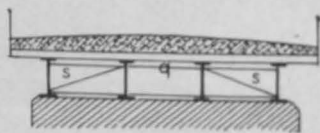


Fig. 198. Querschnitt einer Straßenbrücke mit mehr als zwei Hauptträgern.

In der Regel stehen die Hauptträger, ihrer lotrechten Belastung entsprechend lotrecht. Ausnahmen, wo die Hauptträger (im Querschnitt der Brücke betrachtet) *schräggestellt* sind, werden weiterhin besprochen. Vorläufig betrachten wir nur den gewöhnlichen Fall lotrecht gestellter Hauptträgerebenen.

Die Anzahl der Hauptträger richtet sich nach der gegebenen Bauhöhe und der Fahrbahnlage. Bei *Bahn oben* wählt man für breitere Straßenbrücken mit Vorteil oft mehr als zwei Hauptträger (Fig. 198), namentlich wenn nur geringe Bauhöhe zur Verfügung steht. Auch bei Eisenbahnbrücken ist dies früher oft geschehen. Ein Nachteil dieser Anordnung ist aber die unbestimmte Lastverteilung und häufig auch, im Vergleich zur Anordnung von nur zwei Hauptträgern, das dadurch entstehende

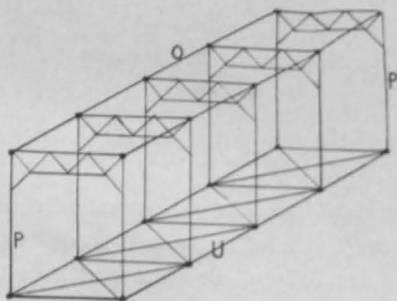


Fig. 199. Haupttragwerk mit unterem Windverbande und Steifrahmen in allen Feldern.

größere Eigengewicht. In der Regel wählt man für Eisenbahnbrücken heute nur zwei Hauptträger. Ausnahmen bilden jene Fälle, in denen nur sehr kleine Bauhöhe vorhanden ist. Dann hilft man sich bei kleinern Stützweiten wohl durch Verwendung der *Zwillingsträger* (Fig. 194), von denen je einer aus zwei Einzelträgern besteht, zwischen denen die Schienen auf Querstücken unmittelbar gelagert sind. Bei *Bahn unten* werden für Eisenbahnen und Straßen in der Regel nur zwei Hauptträger angeordnet (Fig. 195 u. 196).

Die beiden Teile des Haupttragwerkes — gleichviel ob dessen Hauptträger lotrecht stehen oder nicht — haben folgende Aufgaben zu erfüllen:

Die Hauptträger tragen das Eigengewicht des Überbaues (ausschließlich der Stützen), sowie die Verkehrslasten, und übertragen die von den Belastungen erzeugten Spannungen des Überbaues, mit Hilfe ihrer Stützen oder Pfeiler, auf den Erduntergrund.

Die Querverbände wahren einerseits die Stellung der Hauptträger, andererseits dienen sie zur Aufnahme der den Überbau belastenden wagerechten Kräfte und

führen die dadurch verursachten Spannungen, unter möglicher Entlastung der Hauptträger, durch die festen Stützpunkte in den Erduntergrund.

Die den Querverbänden danach zufallende Aufgabe wird mit kurzen Worten als *Herstellung der Quersteifigkeit des Überbaues* bezeichnet. Damit die Querverbände diese Aufgabe möglichst vollkommen erfüllen können, werden sie im allgemeinen in zwei besondern, miteinander verbundenen Teilen angeordnet. Der eine Teil leitet die wagerechten Kräfte, während der zweite Teil sie dem ersten auf möglichst kurzem Wege zuführt, indem er dabei gleichzeitig die Hauptträgerwände von ihnen entlastet.

Die leitenden Teile der Querverbände nennt man gewöhnlich *Windverbände*, weil (namentlich bei weitgespannten Überbauten) die Windkräfte unter den wagerechten Lasten die gefährlichsten sind (25). Die Windverbände sind gegliedert und liegen in der Regel wagerecht zwischen den Hauptträgergurten. Nur in besondern Fällen werden eigene *Windgurte* oder *Randträger*, zwischen denen die Wandglieder zu liegen kommen, angeordnet.

Die als *Zuführer* dienenden Teile der Querverbände können vollwandig oder gegliedert sein und werden als *Seiten-* oder *Eckverbände* bezeichnet. Sie liegen in lotrecht- oder schrägstehenden Ebenen, je nachdem sie zwischen zwei Ständern oder zwei Streben eines Haupttragwerk-Querschnittes angeordnet worden sind. In Verbindung mit den Ständern oder Streben des betreffenden Feldes bilden sie oft sog. *Steifrahmen*. Diese heißen *Portale* oder *Portalrahmen*, wenn sie die Stützen des obren Windverbandes bilden (Fig. 206, 212 u. 213).

In der Fig. 199 ist ein Haupttragwerk abgebildet, das nur einen untern Windverband und dazu in jedem Feldteilpunkte einen obren *Steifrahmen* enthält. Die lotrechte Stellung der Hauptträger wird dadurch ausreichend gewahrt. Sind außerdem die Hauptträger in sich steif, so bilden deren Obergurtnoten unverschiebliche Punkte, sowohl in der Trägerebene, als auch nach der Quere. Ein oberer Windverband braucht daher nicht angelegt zu werden, denn der auf die Trägerebenen entfallende Wind kann mit Hilfe der Steifrahmen in die Knotenpunkte des untern Windverbandes geleitet werden, ohne dadurch die Trägerwände zu sehr zu belasten. Allerdings müssen die Ständer (oder Streben), zwischen denen die Steifrahmen liegen, entsprechend starke Querschnitte erhalten. Jeder Rahmen wird — abgesehen von

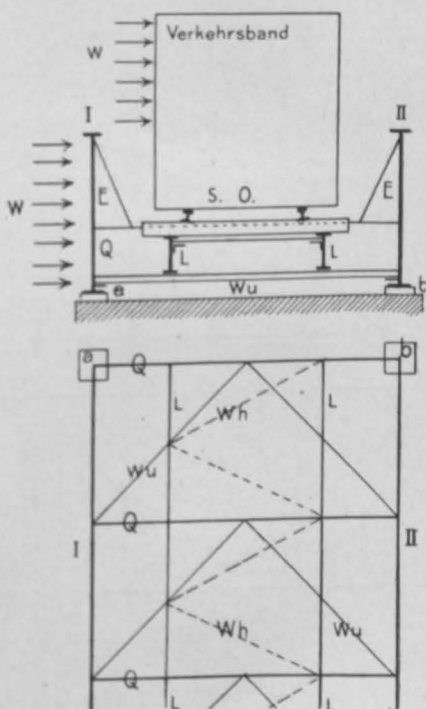


Fig. 200. Querschnitt und Grundriß einer Eisenbahnbrücke. Hauptwindverband und Nebenwindverband.

den elastischen Formänderungen der Tragwände infolge der Wirkung der Windkräfte — etwa durch den auf ein Wandfeld entfallenen Winddruck belastet. Von den Portalrahmen übernimmt jeder etwa nur die Hälfte davon. Die beschriebene Anordnung empfiehlt sich besonders für weitgespannte Brücken mit hohen Tragwänden. Sie ist z. B. auch bei der *Forth-Brücke* (Fig. 230—232), der *Czernavoda-Brücke* (Fig. 208) u. a. bedeutenden Bauwerken angewendet worden, um die Windkräfte aus den Trägerwänden auf möglichst kurzen Wegen in den untern Windverband und durch diesen in die festen Stützpunkte zu führen. Das Fortlassen des obern Windverbandes bringt (abgesehen von den elastischen Form-

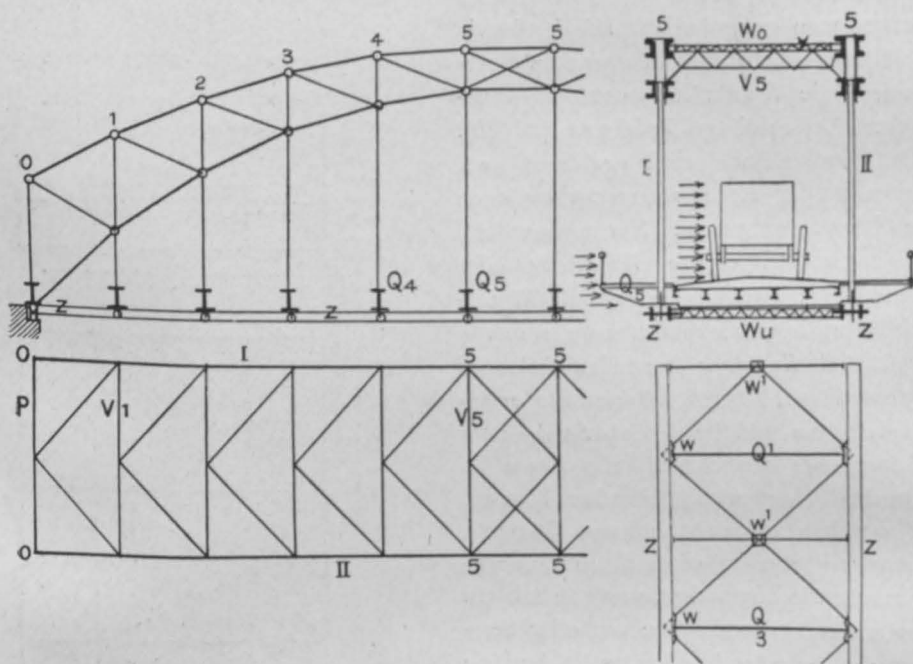


Fig. 201. Ansicht, Querschnitt und Grundrisse der Querverbände einer Bogenbrücke mit Zugband.

änderungen) den Vorteil einer nahezu *statisch bestimmten Windverteilung*. Denn es ist ohne weiteres ersichtlich, daß der untere Windverband dann die gesamten Windkräfte zu übertragen hat, während bei Anordnung mehrerer Windverbände die Verteilung der Windkräfte *unbestimmt* bleibt und daher genau nur mit Hilfe von Elastizitätsberechnungen ermittelt werden kann.

Weitere Beispiele werden zum bessern Verständnis der obigen allgemeinen Erklärungen über die Aufgaben der Querverbände beitragen.

45. Beispiele von Querverbänden.

1. Fig. 200 stellt den Querschnitt und den halben Grundriß einer *eingleisigen Eisenbahnbrücke* dar. Vorhanden sind zwei Hauptträger, ein zwischen dessen Untergurten U gespannter Windverband W_u und zwei Eckverbände E . Die Fahr-

bahn liegt unten und besteht aus dem Schienenstrange, Holzquerschwellen, zwei Längsträgerreihen L und den Querträgern Q . Die einen Hauptträger belastenden wagerechten Kräfte werden dessen Wand aus ihrer lotrechten Ebene zu bringen suchen. Das wird möglichst verhindert durch die Blecheckverbände E , die, so-



Fig. 202. Straßenbrücke über den Dortmund-Ems-Kanal zwischen Münster und Warendorf. Anordnung der Querverbände.

weit es der lichte Verkehrsraum (Normalprofil des lichten Raumes) gestattet, in jedem Trägerfelde zwischen Wand und Querträger eingenietet sind. Auf solche Weise übertragen sich die gesamten wagerechten Kräfte auf den untern Haupt-*Windverband* W_u . Weil dieser im Grundriß ein regelrechtes Fachwerk bildet, so erhalten dessen Wandstäbe, sowie auch die Hauptträger-Untergurte U Spannungen, die von ihnen in die festen Stützpunkte geleitet werden. Die auf den

Eisenbahnzug lastenden wagerechten Kräfte werden auf die Schienen übertragen und von dort durch das Mittel der Schwellen, Längsträger und Querträger schließlich ebenfalls in den untern Windverband und die festen Stützen geleitet.

Zwischen den beiden Längsträgern als Gurten ist ein *Nebenwindverband* W_h angelegt, dem die besondere Aufgabe zufällt, die von Querträgern und Längsträgern gebildeten mittlern Viereckfelder gegen Verschiebungen, die von den am Eisenbahnzuge tätigen *Seitenkräften* (26) verursacht werden, zu versteifen.

2. Fig. 201 gibt den Querschnitt einer *Bogenbrücke*, nebst Teilen ihres Grundrisses und ihrer Ansicht. Es sind vorhanden ein oberer und ein unterer Windverband, W_o und W_u , von denen der erste zwischen den Obergurten des Bogens liegt und der zweite zwischen den Gurten Z eines Zugbandes (St. III. 37d) gespannt ist, das an den Querträgern der Fahrbahn aufgehängt ist und die Bogenkraft aufhebt.

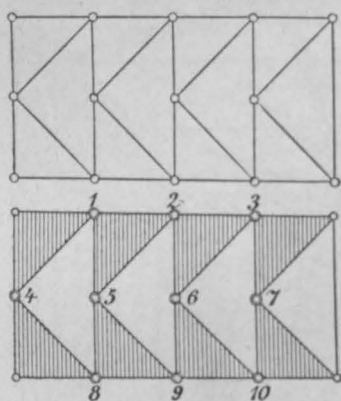


Fig. 203. Halbstreben-Fachwerk des oberen Windverbandes der Fig. 202.

Außerdem sind in jedem Felde Seitenverbände angebracht, die nicht allein die lotrechte Stellung der Hauptträger wahren, sondern auch die auf deren Wand wirkenden Seitenkräfte in die Knoten des obren Windverbandes führen. Der untere Windverband W_u leitet im wesentlichen nur die auf das Verkehrsband (25) und die Fahrbahnteile entfallenden Seitenkräfte.

3. Einen ähnlichen Querverband, wie den der Fig. 201, stellt die Innenansicht der Straßenbrücke in Fig. 202 dar: Der unter der angehängten Fahrbahn zwischen den Zugbändern eingespannte untere Windverband ist nicht zu sehen. Der obere Windverband bildet ein *Halbstreben-Fachwerk*, wie es in der Fig. 203 (nach St. I. § 4, S. 44) dargestellt ist. An und für sich ist sein System, zu welchem (außer den Halbstreben) die Bogenobergurte (als Gurte) und die Obergurte der Seitenverbände zwischen den Bogenständern (als Ständer) gehören, statisch bestimmt. Der in der Brückenmitte (parallel zu den Hauptträgern) die Wandknoten des obren Windverbandes, und damit auch die sämtlichen Seitenverbände, in ihrer Mitte stützende Fachwerkträger hat nur eine untergeordnete Bedeutung. Er hat weiter keinen Zweck, als die wagerechte Lage der Ständer des oberen Windverbandes möglichst zu wahren. Notwendig erscheint dieser Träger nicht, besonders dann nicht, wenn die Seitenverbände steif genug angeordnet sind.

4. Fig. 204 veranschaulicht nochmals Querverbände für eine *Bogenbrücke mit Zugband*. Die hier gewählte einfache und klare Anordnung erscheint zweckmäßiger als die in der Fig. 202 dargestellte, besonders auch deshalb, weil dadurch der Innenraum der Brücke viel wirkungsvoller ausgestaltet wird, als bei den vorher beschriebenen beiden Anordnungen. Bis auf die sehr steif ausgebildeten Portalrahmen sind Seitenverbände zwischen den Hauptträgern der

Fig. 204 nicht für nötig gehalten worden, weil man den Wänden der Hauptträger in sich selbst *Seitensteifigkeit* genug verliehen hat. Das ist durch entsprechend stark gebaute Streben und Ständer erreicht worden. Dabei zeigt der obere Windverband ein klares, zweiteiliges Strebenfachwerk, das sich auf die beiden Portalrahmen stützt. Der untere Windverband ist nicht zu sehen. Er hat die bereits beschriebene Anordnung erhalten (Fig. 201).

5. Fig. 205 gibt das Bild einer Balkenbrücke mit obern Seitenverbänden in allen Feldern und zwei Windverbänden, einem obern und einem untern. Der



Fig. 204. Inneres der Kaiserbrücke über den Rhein in Mainz. 1903.

schwache obere Windverband hätte fortbleiben können, wenn die Trägerwände, namentlich die in die Seitenverbandebenen fallenden *Ständer* steifer — d. h. quersteifer — ausgebildet worden wären, so daß man sachgemäße Steifrahmen erhalten hätte.

6. Fig. 206 zeigt die Seitenverbände, den obern Windverband und ein *Portal* der *Rheinstraßenbrücke* in *Bonn*, über welche Näheres im zweiten Abschnitte (§ 11) zu vergleichen ist. Das Portal ist vollwandig ausgebildet, um ihm eine hohe Quersteifigkeit zu sichern. Der obere Windverband endet am Portale, und dieses leitet die Windkräfte nach unten in die festen Kämpfergelenke der Pfeiler.

7. Die Hauptträger der *Czernavodabrücke* besitzen schräggestellte Tragwände, die zweiteiliges Strebenfachwerk zeigen (Fig. 207). Die Windkräfte werden durch *Steifrahmen* in den untern Windverband und durch diesen in die festen Stützpunkte geleitet. Ein oberer Windverband fehlt deshalb. Man sieht in der Fig. 208, die das Innere einer der Hauptöffnungen darstellt, wie die Steifrahmen in den *Schrägeneben* der Wandstreben angeordnet sind. Auch die Portale sind in gleicher Weise wie die Mittelrahmen ausgebildet.

8. Bei der in Fig. 209 abgebildeten *Donaubrücke* bei *Mauthausen* ist außer den Steif- und Portalrahmen auch noch ein mehrteiliger Windverband vorhanden.

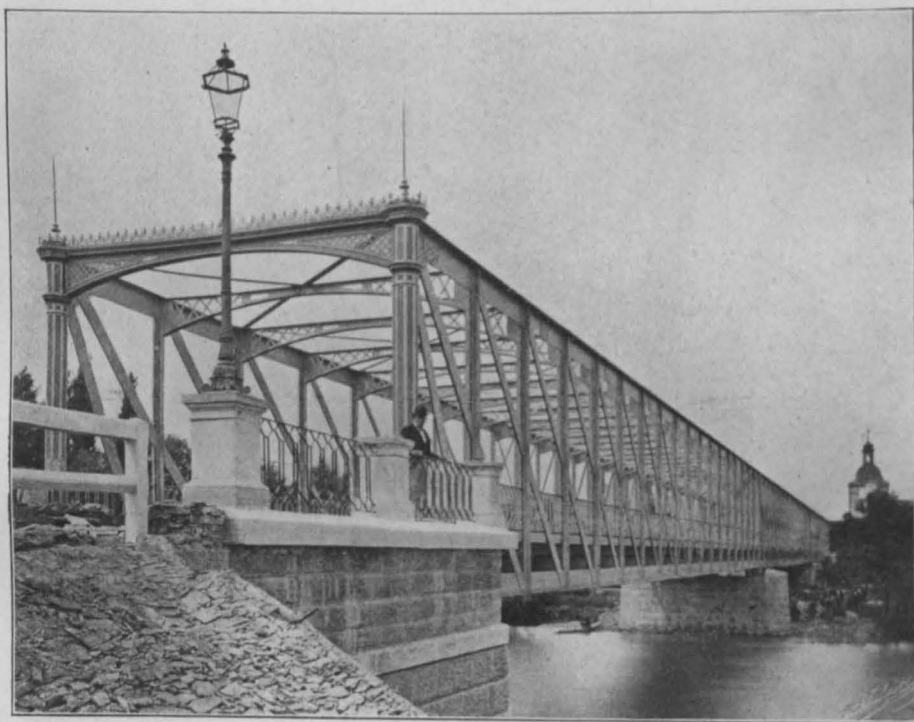


Fig. 205. Straßenbrücke über die Elbe in Kolin. Drei Öffnungen von je 58 m Stützweite.

Dieser hätte fortbleiben können, wenn den Rahmen ausreichende Quersteifigkeit verliehen worden wäre.

9. In den Fig. 210—213 ist der Entwurf einer *Hängebrücke* dargestellt, wie er von der Gesellschaft Harkort für den Bau einer Rheinstraßenbrücke in Köln vorgeschlagen worden ist. Die wichtigsten Teile der Querverbände sind ein unterer und ein oberer Windverband, von denen der erstgenannte unter der Fahrbahn wagerecht eingespannt ist, und zwar zwischen besonders angelegten *Windgurten*, die etwa 17 m weit voneinander entfernt sind. Dagegen ist der obere Windverband, der zwischen den Obergurten des Hängebogens angeordnet ist, nur 12 m breit; er fehlt in denjenigen Querschnitten, wo die Verkehrs-



Fig. 206. Portalrahmen der Rheinstraßenbrücke in Bonn. Stadtseite 1899.

höhen (41) sein Anbringen nicht mehr zulassen (Fig. 213). Auf der danach feststehenden Länge des obern Windverbandes konnte die lotrechte Stellung der Hängebogenträger durch Einlegen von *Seitenverbänden* gewahrt werden (Fig. 211 u. 212). Im übrigen wird die Wand der Hängebogen und besonders ihrer bis zur Fahrbahn verlängerten Ständer entsprechend *quersteif* auszubilden sein, um übermäßige elastische Formänderungen infolge der Seitenkräfte auszuschließen.

46. Verschiedene Fahrbahnlagen. Offene und geschlossene Brücken.

1. Bei lotrecht gestellten Hauptträgern der Balken- und Bogenbrücken darf man im allgemeinen die obenliegende Fahrbahn als die vorteilhafteste bezeichnen.

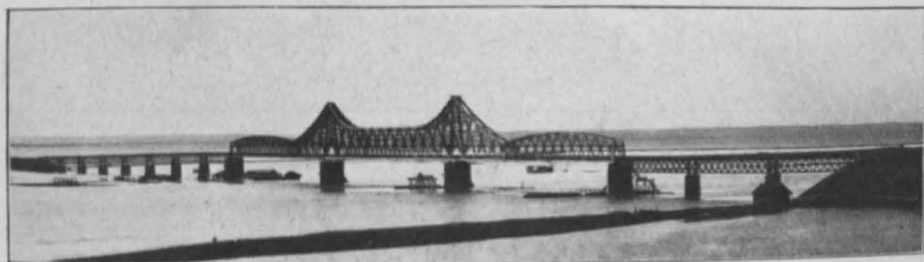


Fig. 207. Donaubrücke bei Czernavoda (Nebenöffnungen). 1895.

Denn sie gestattet (unter sonst gleichen Umständen) einerseits die kleinste Brücken- und Pfeilerbreite, wodurch die Gesamtbaukosten in den kleinsten Grenzen gehalten werden, und anderseits bietet sie die beste Gelegenheit zur vollkommenen Her-

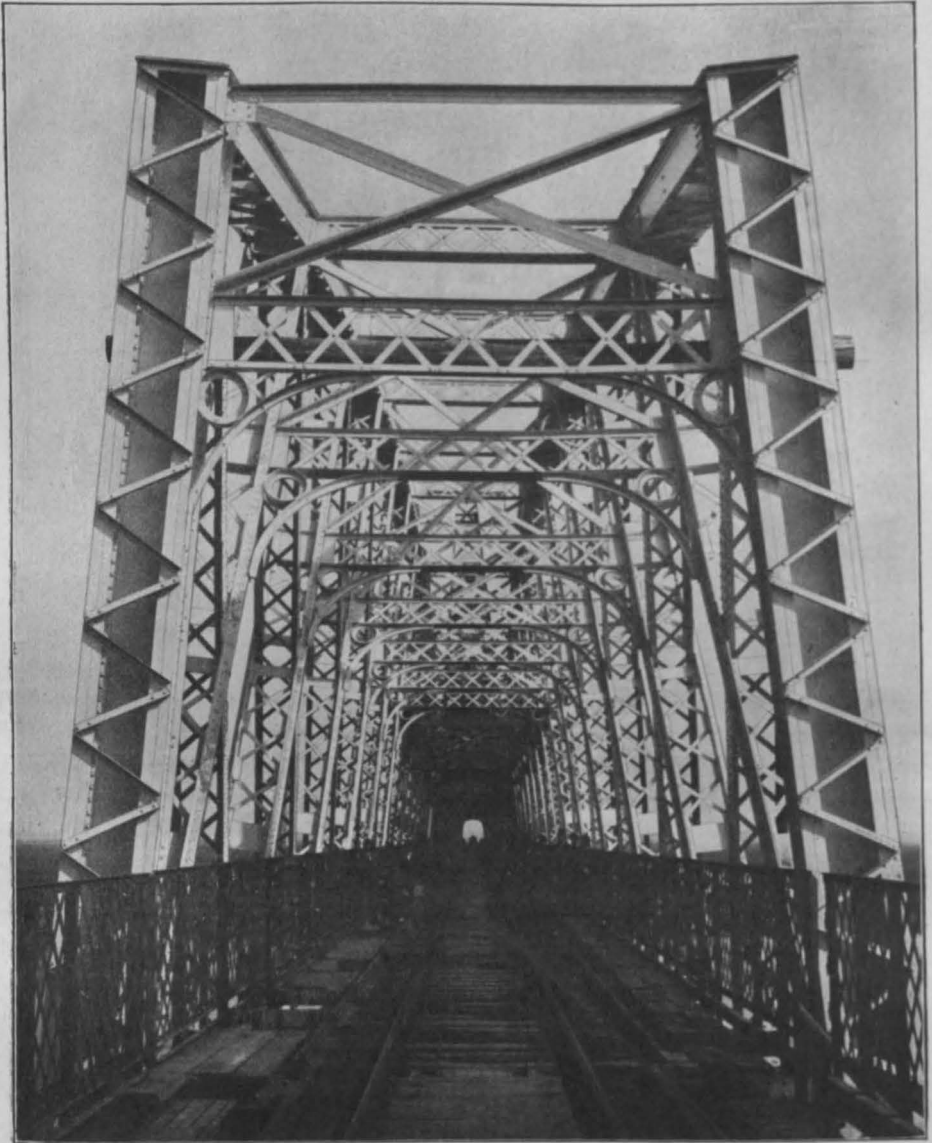


Fig. 208. Portal und Steifrahmen der Czernavodabrücke über die Donau bei Constanza. 1895.

stellung der Quersteifigkeit des Haupttragwerkes, weil dessen Innenraum für das Anbringen von Querverbänden völlig frei liegt. Ist also die nötige Bauhöhe vorhanden oder durch künstliche Mittel billig genug zu schaffen, so sollte man die

Bahn immer oben legen, falls nicht ausnahmsweise triftige Gründe entgegenstehen. Brücken mit Bahn oben nennt man wohl auch *Deckbrücken*.

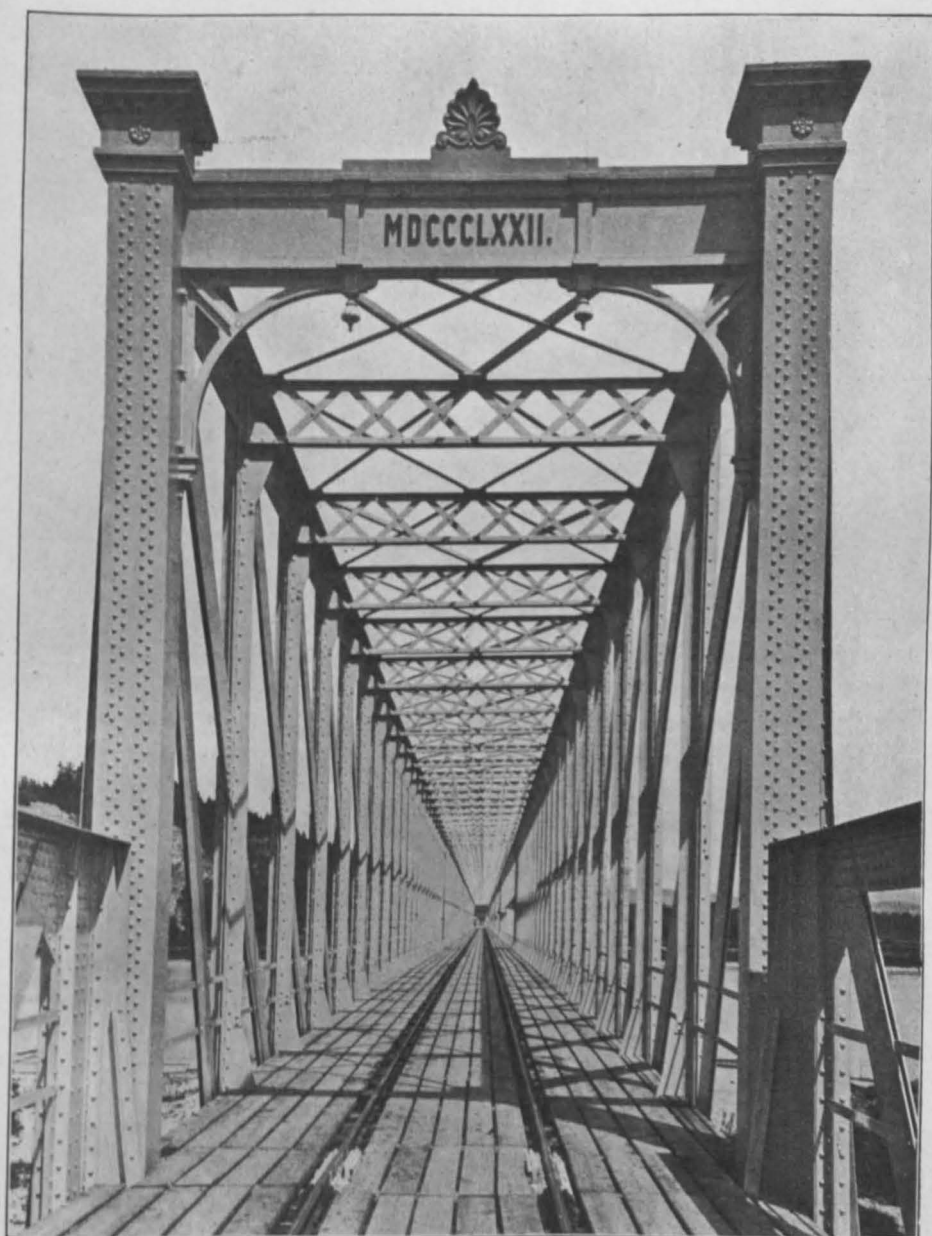


Fig. 209. Donaubrücke bei Mauthausen, k. k. priv. Elisabethbahn.

Für Hängebrücken ist die naturgemäße Lage der Fahrbahn eine hängende, unten liegende. Eine mitten liegende Bahn, die am Hängebogen zum Teile aufgehängt,

Mehrtens, Brückenbau. I.



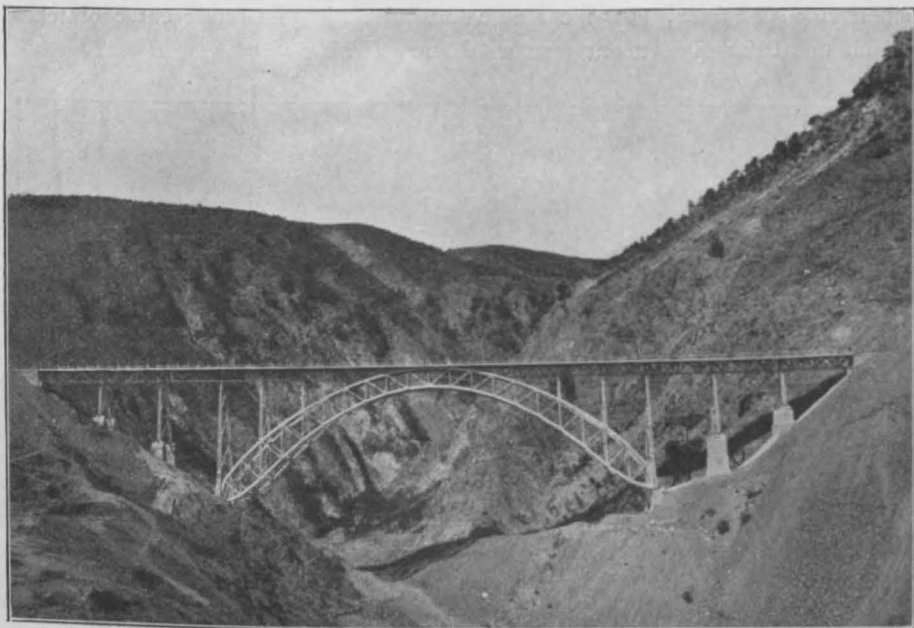


Fig. 210. Bach-Keny-Talbrücke der anatolischen Eisenbahnen.

zum Teile darauf gestützt ist, gehört zu den größten Seltenheiten (51). Für Bogenbrücken ist eine oben liegende Bahn nur bei Überschreitung hoher Täler bequem zu erreichen (Fig. 210). Dagegen liegt ihre Fahrbahn bei der Überbrückung größerer schiffbarer Ströme in der Regel unten, wenn die Anschlüsse

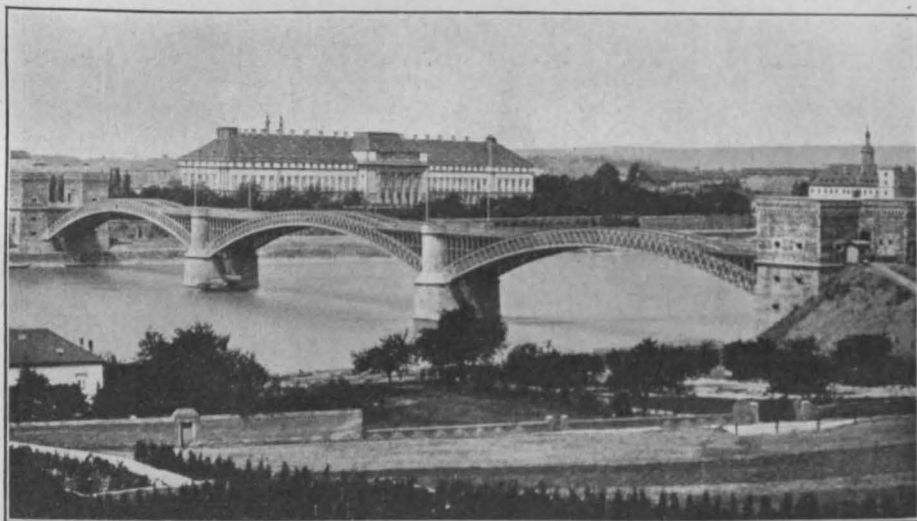


Fig. 211. Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Koblenz. Linie Koblenz-Niederlahnstein. 1862—63. — Stützweiten 96,7 m.

hoher Rampen oder Dämme ausgeschlossen oder zu kostspielig anzulegen sind. Meist ist dabei die Geländebeschaffenheit an der Baustelle entscheidend. So war es z. B. bei der ältesten Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Koblenz (Fig. 211) nicht möglich, die Bahn ganz oben zu legen, denn dann hätten die Bogen *unter* der Bahn liegen müssen. Das erlaubte aber die Schifffahrt nicht. Hätte man aber die Bahn entsprechend höher gelegt, so wären Mehrkosten und Unbequemlichkeiten der Gleisanschlüsse außerhalb der Brücke entstanden. Bei der später gebauten Rheinbrücke oberhalb Koblenz (Fig. 216) hat die Örtlichkeit ein Oberlegen der Fahrbahn gestattet. In neuerer Zeit sind die Stützweiten der Rheinbrücken, die bis Ende vorigen Jahrhunderts nur wenig größer waren als 100 m, in ihren Hauptöffnungen auf 180 m (in Bonn) bis 220 m (in Ruhrort) gestiegen (Fig. 180). Daher waren oben liegende Bahnen nicht mehr am Platze.

2. Eine unten liegende Bahn erscheint bei Hängebrücken als etwas Selbstverständliches (Fig. 212). Ebenso ist dies der Fall bei Balken- und Bogenbrücken, die in großen Städten — wie in Bonn, Düsseldorf, Hamburg-Harburg, Köln, Mainz, Worms, Magdeburg usw. — einen Strom überspannen (Fig. 173). Für Bogenbrücken gibt es dabei aber eine Grenze der Stützweite, über welche hinaus es äußerst schwierig wird, bei lotrechtstehenden Hauptträgern die *Quersteifigkeit* des hoch über die Bahn hinausragenden Haupttragwerkes sicher genug herzustellen. Diese Grenze liegt etwa bei 180—200 m, und darüber hinaus treten mit Recht die Balkenbrücken, besonders die Auslegerbrücken auf den Plan. So ist es wohl gerechtfertigt, wenn die im Bau begriffene Straßenbrücke über den Rhein in Ruhrort (Fig. 180—181) angesichts ihrer bedeutenden Hauptstützweite von 220 m — der zurzeit größten des europäischen Festlandes — als Auslegerbrücke ausgebildet worden ist. Es spricht für die Wahl dieser Brückenart auch noch der bereits erwähnte hohe Vorteil ihrer bequemen, ohne große feste Rüstungen zu bewerkstelligenden Aufstellungsweise (Fig. 181).

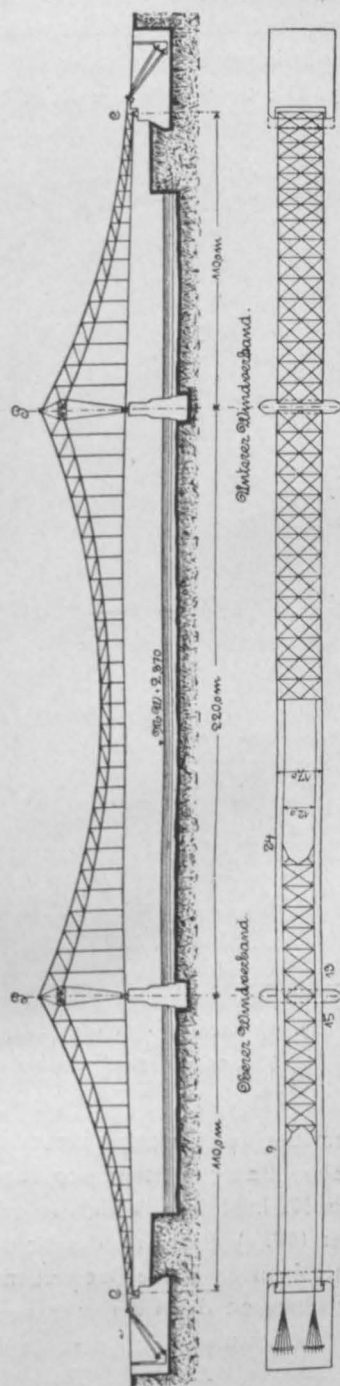


Fig. 212. Gesamtanordnung des Entwurfes für eine Hängebrücke über den Rhein in Köln von Harkort-Duisburg.

Alle Öffnungen der großen Weichselbrücken — bei Dirschau, Graudenz, Thorn und Fordon (Fig. 174, 217—219, 221) — sind mit einfachen Balkenträgern überdeckt, deren Stützweiten sich innerhalb der kleinern Grenzen von 100—130 m halten. Beiläufig bemerkt, baut man in Nordamerika die Auslegerbrücken (cantilever-bridges) in der Regel erst für Öffnungen über etwa 150—160 m Stützweite (§ 11).

3. Die unten liegende Bahn bringt insofern einen Nachteil mit sich, als der

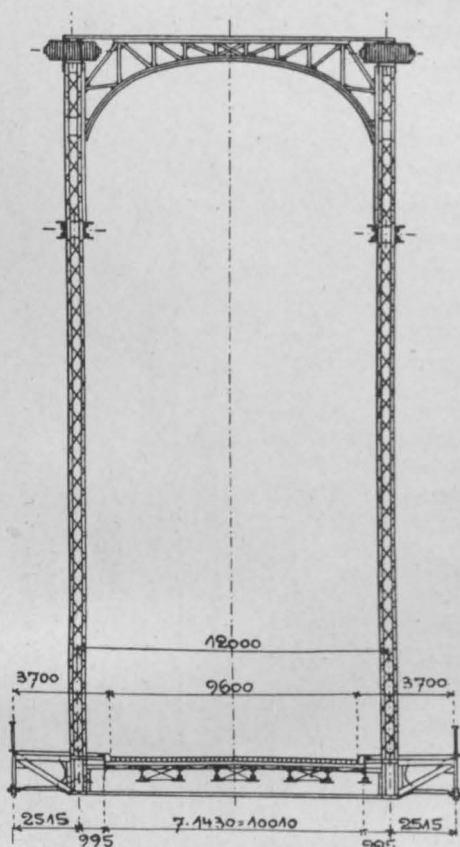


Fig. 213. Querschnitt über den Stützpfählern.

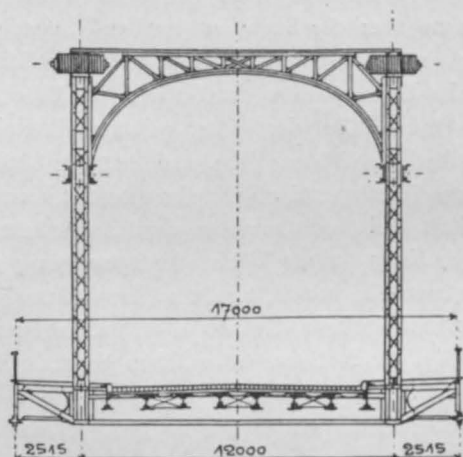


Fig. 214. Querschnitt vor dem Portalrahmen des obren Windverbandes.

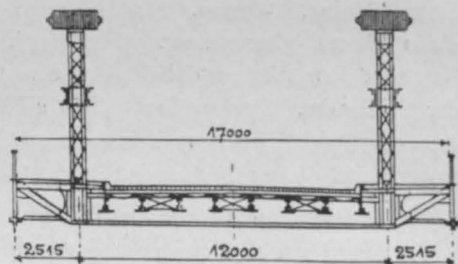


Fig. 215. Querschnitt durch die Brückenmitte.

Fig. 213—215. Querschnitte zum Entwurfe der Hängebrücke in Fig. 212.

Innenraum des Haupttragwerkes nicht *voll* zur Herstellung der Quersteifigkeit des Überbaues ausgenützt werden kann. Bei *weitgespannten* Balkenbrücken macht sich dieser Nachteil deshalb nicht so geltend, weil wegen der großen Höhe ihrer Hauptträger (42, 4) *außerhalb* des für den Verkehr frei zu haltenden lichten Innenraumes immerhin noch starke Querverbände eingelegt werden können. Deshalb kann die Quersteifigkeit des Überbaues noch ausreichend sicher gewahrt werden, wenn die Hauptträger nach der Quere gegen die wagerechten Kräfte in sich genug Steifigkeit besitzen. Eine solche Balkenbrücke mit unten liegender Bahn, einem obren und



Fig. 216. Eisenbahnbrücke über den Rhein oberhalb Koblenz. Linie Berlin-Metz.
1876—79. — Stützweiten 106 m.

unters, bis zu den Endständern durchgehenden Querverbände nennt man eine geschlossene Brücke.

Die Fig. 205, 209, 217—219 stellen das Innere solcher geschlossenen Balkenbrücken dar. Fig. 217 gibt ein Innenbild der großen (100 m weiten) Stromöffnungen der Weichselbrücke bei Fordon; Fig. 218 das Innenbild der kleinen (60 m weiten) Vorlandöffnungen jener Brücke. Fig. 219 und 221 veranschaulichen die



Fig. 217. Das Innere einer Stromöffnung der Weichselbrücke bei Fordon. 1890—93.

seltene Anordnung einer geschlossenen Brückenöffnung, in welcher die Fahrbahn an den Hauptträgeruntergurten aufgehängt ist. Der untere Windverband spannt sich hier zwischen eigens dazu angeordneten Randträgern der Fahrbahn. Die eisernen Portalrahmen beschränken sich auf einfache (aus Querstreifen und Kreuzstreben gebildete) Steifrahmen von geringer Höhe. Ein Nachteil dieser (bei der Weichselbrücke in Dirschau und der Nogatbrücke in Marienburg) gewählten Gesamtanordnung ist die große Höhe der Hauptträgertragwände, die deshalb eine ausreichende Seitensteifigkeit erhalten müssen, um übermäßige elastische Formänderungen (namentlich der Tragständer, an denen die Bahn hängt) zu vermeiden. Fig. 221 gibt eine Seitenansicht des Haupttragwerkes der neuen Weichselbrücke



Fig. 218. Blick in das Innere der Vorlandöffnungen der Weichselbrücke bei Fordon.

bei Dirschau, aus welcher (in Verbindung mit der Fig. 219) die Anordnung der Endquerverbände über den Stützen zu erkennen ist.

4. Wesentlich ungünstiger gestaltet sich das Haupttragwerk bei Balkenbrücken geringerer Stützweite, wenn deren Obergurte unter, oder doch so dicht über dem lichten Verkehrsraume der Bahn liegen, daß ein oberer Windverband nicht mehr angebracht werden kann. Es entsteht dann die sog. offene Brücke, die bei unten liegender (versenkter) Bahn nur einen untern, aber keinen obern Querverband besitzt. Offene Brücken sind besonders gefährlich, wenn ihre Hauptträgerobergurte — wie bei einfachen Trägern (St. II. 1) — auf ihrer ganzen Länge Druck erfahren (Fig. 222—223). In solchem Falle besteht die Gefahr des Ausknickens der Obergurte nach der Querrichtung der Brücke, weil die freie Knicklänge (St. III. 5) größer ist als eine Feldweite.

Die Fig. 222—223 veranschaulichen eine offene Eisenbahnbrücke über die Brahe in Bromberg, bei deren Anordnung man die erforderliche Knickfestigkeit des Obergurtes durch Anwendung von *Greyträgern* (17) für die Wandglieder erreicht hat. Früher sind häufig solche offene Brücken eingestürzt, weil man nicht daran gedacht hatte, die Knickfestigkeit des Obergurtes durch Anwendung



Fig. 219. Innenbild der Eisenbahnbrücke über die Nogat bei Marienburg. 1889—91.
Stützweiten 103 m.

besonderer baulicher Mittel — wie sie im II. Bande ausführlich beschrieben werden — ausreichend zu wahren. So 1883 die Brücke bei Rykon-Zell in der Schweiz, deren Obergurte, wie ENGESSER⁷⁹ nachwies, nur zweifache Sicherheit gegen Ausknicken auf Feldlängen von 2,6 m besaßen. Dann 1892 die Morawa-

⁷⁹ Centralbl. der Bauverw. 1884. S. 419.

brücke in Serbien, deren Obergurte so schwach angeordnet waren, daß eine Öffnung der Brücke schon bei ihrer Belastungsprobe einstürzte⁸⁰⁾.

5. Es gibt auch eine große Zahl von teilweise offenen Brücken. Das sind solche, deren Verkehrshöhe über der unten liegenden Bahn, entweder in der Nähe der Hauptträgermitte oder der Stützen, ausreicht, nur an diesen Stellen noch Querverbände einlegen zu können. Fig. 224 stellt z. B. eine Brücke dar, bei welcher nur in der Trägermitte eine einzige Querstrebe eingezogen ist, und zwar zwischen den Obergurten des Bogens. In diesem Falle ist der einzige, unter der Fahrbahn liegende Windverband *Leiter* aller Windkräfte der Brückenansichtsfläche. Bei der Allerbrücke in Verden (Fig. 225) hat man die Knickfestigkeit des Obergurtes dadurch zu unterstützen gesucht, daß man auf der Außenseite der Hauptträger einzelne Wandständer als *Steifrahmen* ausbildete. Gestattet die über der Fahrbahn vorhandene Verkehrshöhe ein Anbringen des obern Windverbandes über eine größere Felderteilung in der Brückenmitte oder in der Nähe der Stützen (Fig. 212), so kann der Windverband als *Leiter* der Windkräfte nur dienen, wenn in den beiden lotrechten Ebenen seiner Endquerverbände (Endständer) sog. *Steifrahmen* oder *Portalrahmen* angeordnet werden. Diese haben den Zweck, die wagerechten Windstützenkräfte aufzunehmen und durch den untern Windverband in die Stützen zu leiten. Eine solche statisch und baulich klar zum Ausdrucke gebrachte Anordnung zeigt die Mainbrücke der Lokalbahn Schweinfurt-Gerolzhofen (Fig. 226). Man erkennt in ihrem Bilde deutlich die beiden *Portalrahmen*, zwischen denen der obere Windverband und die Seitenverbände des Bogens liegen. Ebenso erkennt man, wie die Windkräfte durch diese Portalrahmen auf den zwischen die Zugbänder gespannten untern Windverband übertragen werden können.

6. Bei *Auslegerbrücken* entsteht im Obergurte des Auslegers, weil dort das Moment negativ ist, Zug, der am größten über der Pfeilerstütze wird (St. II. 4). In dem anstoßenden Trägereile verwandelt sich der Zug allmählich in Druck. Ist die Brücke dann eine offene (Fig. 227), so liegt eine Knickgefahr für den Obergurt nur auf der Druckstrecke vor. Um aber die gegenseitige Stellung der Hauptträgerwände zu wahren, ist das Einlegen eines Portalrahmens, wenn möglich auch noch einiger Steifrahmen zu empfehlen.

Für Hängebrücken (Fig. 212) gilt dasselbe wie für Auslegerbrücken. Jene sind aber noch in günstigerer Lage als diese, weil im Hängebogen (der Kette oder dem Seile) in der Regel bloß Zugspannungen auftreten, also bei ganz offener Brücke nur für die Wahrung der gegenseitigen Stellung der Hauptträger zu sorgen ist. Das wird bei Hängebrücken durch Schrägstellen der Hauptträger erleichtert. Außerdem verwendet man dazu Portalrahmen über den Mittelstützen mit anschließenden Windverbänden (Fig. 213—215).

7. Bei *mitten liegender Bahn* erscheinen die oben geschilderten Nachteile der unten liegenden Bahn, sowie der offenen Brücke in vermindertem Maße, ebenso aber auch die Vorteile der oben liegenden Bahn. Bei Balkenbrücken wird die

⁸⁰⁾ MEHRTENS, Der Einsturz der Morawabrücke in Serbien. Stahl und Eisen. 1893. Nr. 9.

Bahn zwischen den Hauptträgerwänden befestigt, bei Bogenbrücken läßt sie sich zwar an den Gurten teils stützen, teils aufhängen (Fig. 228), jedoch trifft man diese Anordnung nur selten. Hängebogen, deren Bahn teils aufgehängt, teils gestützt ist, findet man in der Neuzeit nicht mehr. Die geschichtlichen Beispiele solcher Art vergleiche man im zweiten Abschnitte.

8. Schließlich wäre noch der zuweilen vorkommende Fall zu erwähnen, wo mehrere Bahnen, übereinander liegend, zu überbrücken sind. Gewöhnlich handelt es sich dabei um die Überführung einer Eisenbahn und einer Straße (Fig. 229). Es entsteht dann eine geschlossene Brücke, in welcher — je nach der Örtlichkeit — entweder die Eisenbahn oder die Straße oben zu legen sein wird. Man vergleiche hierzu auch (weiterhin im zweiten Abschnitte) den Querschnitt des Entwurfes einer Hängebrücke von LINDENTHAL für eine Northriverbrücke in New-York, worin drei Bahnen übereinander liegen und in eigentümlicher Weise auf die Hauptträger gestützt sind.

47. Einfluß des Windes auf die Brückenbreite. Schrägstehende Hauptträger.

1. Der Überbau muß sowohl bei belasteter, als auch bei unbelasteter Fahrbahn (25) gegen *Umkippen* durch die Windkräfte mit Sicherheit Widerstand leisten. Steht er also lose (ohne Verankerung) auf seinen Stützen, so darf in keinem der genannten beiden Fälle der Angriffspunkt der Mittelkraft aus Winddruck und Eigengewicht des Überbaues (mit oder ohne Zugbelastung) *den Brückengrundriß (43) verlassen*. Dagegen, daß dies nicht geschieht, sollte etwa *anderthalbfache bis zweifache Sicherheit* vorhanden sein. Ist eine Verankerung der Stützpunkte mit den Pfeilern vorhanden, so muß diese mit gleicher Sicherheit das statische Moment jener Mittelkraft aufheben, die dann außerhalb des Brückengrundrisses zu liegen kommt. Ohne Annahme einer Verankerung droht (nach Fig. 220) die Gefahr des Kantens oder Kippens um die durch a verlaufende Langseite des Brückengrundrisses. Es bedeuten:

- W_t, W_z die Winddrücke auf die Flächen des Überbaues und des Zuges;
- h_t, h_z deren Hebelarme in bezug auf die Kippachse durch a ;
- G, Z Gewicht des Überbaues und des Zuges;
- b die Brückenbreite.

Dann findet man aus

$$(G + Z) \frac{b}{2} = W_t \cdot h_t + W_z \cdot h_z$$

die notwendige Breite

$$b = 2 \frac{W_t \cdot h_t + W_z \cdot h_z}{G + Z}.$$

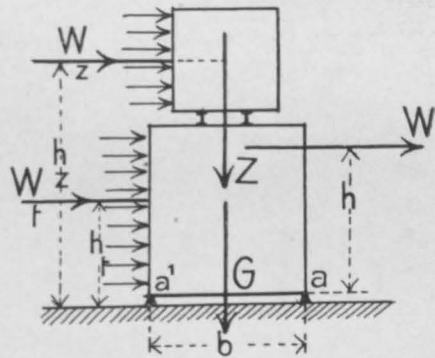


Fig. 220. Zur Winddruckberechnung.

Soll $1\frac{1}{2}$ fache Sicherheit gegen Kanten vorhanden sein, so gibt das für die belastete Brücke:

$$b = 3 \left(\frac{W_t \cdot h_t + W_z \cdot h_z}{G + Z} \right) \quad (51)$$

Für die unbelastete Brücke erhält man:

$$b = \frac{3 \cdot W_t \cdot h_t}{G} \quad (52)$$



Fig. 221. Ansicht des Haupttragwerkes der neuen Weichselbrücke bei Dirschau. 1889—91. Stützweiten 129 m.

Die beiden Gleichungen gelten auch dann noch, wenn man die darin vorkommenden Kräfte und Gewichte durchschnittlich für 1 m Trägerlänge anschreibt.

2. Übungsaufgabe. Ein Parallelfachwerk von 100 m Stützweite und 9 m Höhe trägt eine eingleisige Haupteisenbahn auf oben liegender Bahn. Wie breit muß der Brückengrundriß mindestens sein, wenn (ohne Verankerung) eine $1\frac{1}{2}$ fache Sicherheit gegen Kanten verlangt wird?

a) Die vollbelastete Brücke:

F_z , die Windfläche (einschließlich der Unterwindfläche) des Überbaues für 1 m Brückenlänge, werde (nach Gleichung 5 und 6 unter 25) genau genug mit

$(0,4 + 0,24)U = 0,64 \cdot 9 = 5,76 \text{ m}^2$ angesetzt. Die Windfläche F_w beträgt bei 3 m Höhe des Verkehrsbandes 3 m^2 . Das gibt:

$$b = 3 \cdot \frac{150 \left(5,76 \cdot \frac{9}{2} + 3,0 \cdot \left(9 + \frac{3}{2} + 0,5 \right) \right)}{G + Z}.$$

Dabei ist der Hebelarm W_w unter der Voraussetzung berechnet, daß die untere Kante des Verkehrsbandes 0,5 m über der Trägeroberkante liegt.

Das Zuggewicht soll nicht zu hoch (mit $3,0 \text{ t/m}$) angesetzt werden, das Überbaugewicht berechnet sich (nach den Tabellen in § 13 des Anhangs) rund mit

$$G = 0,56 + 4,02 = 4,58 \text{ t/m},$$



Fig. 222. Eisenbahnbrücke über die Brahe in Bromberg.
Zwei Öffnungen von je 25,8 m.

das gibt

$$b = \frac{450 \{ 5,76 \cdot 9 + 66 \}}{15160} = 3,50 \text{ m}.$$

b) *Die unbelastete Brücke:*

Hier ist $Z = 0$ und

$$b = \frac{3 \cdot 250 \cdot 5,76 \cdot \frac{9}{2}}{4580} = 4,25 \text{ m}.$$

Die Mindestbreite muß danach also 4,25 m betragen.



Fig. 223. Eisenbahnbrücke über die Brahe bei Bromberg. Zwei Öffnungen von je 25,8 m.

3. Für jede Trägerart gibt es eine bestimmte Größe der Stützweite, von welcher ab die berechnete Brückenbreite b sowohl für die belastete, als auch die unbelastete Brücke gleichgroß ausfällt. Um die bezeichnete Grenze der Stützweite zu erhalten, braucht man nur die Gl. (51) und (52) einander gleich zu setzen. Wird der Winddruck w für 1 m^2 zu

150 kg für die belastete Brücke
 250 » » » unbelastete »

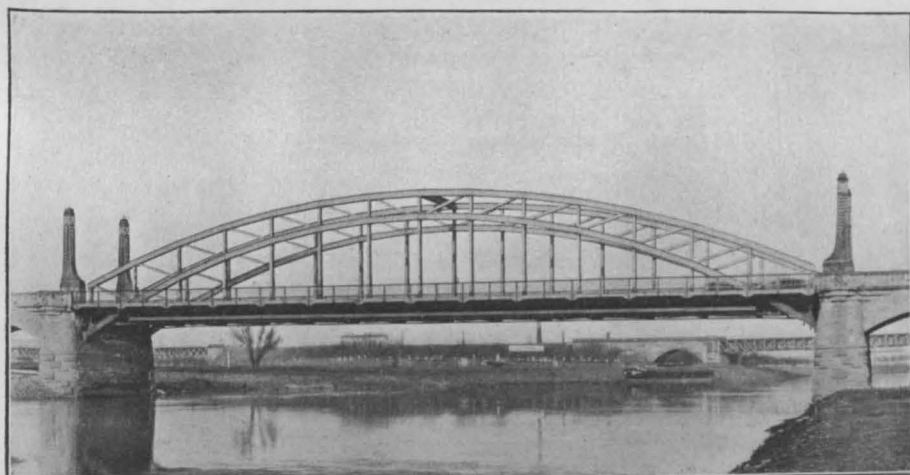


Fig. 224. Straßenbrücke über die Saale bei Bernburg.



Fig. 225. Brücke über die Aller vor Verden.

gerechnet (25) und führt man außerdem noch folgende Bezeichnungen ein:

h : Trägerhöhe, von der Stützebene bis zur Fahrbahnoberkante gemessen;

βh : durchschnittliche Windfläche für 1 m Stützweite;

$h_t = mh$; Hebelarm der Windmittelkraft W_t in bezug auf die Stützpunktachse a ;

v : Höhe des Verkehrsbandes,

so ist für 1 m Trägerlänge anzuschreiben:

$$\frac{3\beta \cdot m \cdot 250 \cdot h^2}{g} = \frac{3 \left[\beta m \cdot 150 \cdot h^2 + 150 \cdot v \left(h + \frac{v}{2} \right) \right]}{g + p},$$

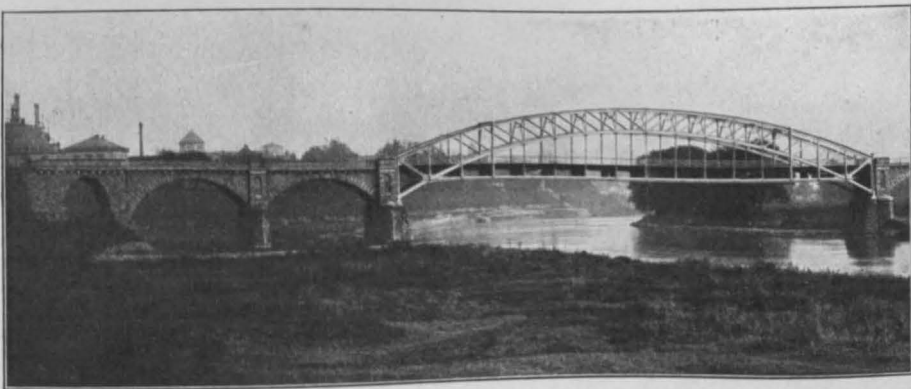


Fig. 226. Mainbrücke der Lokalbahn Schweinfurt-Gerolzhofen. 1903.



Fig. 227. Straßenbrücke über die Oder in Brieg.

worin g und p die bekannten Größen des Eigengewichtes und des Zuggewichtes für 1 m Trägerlänge darstellen. Setzt man ferner (unter Beachtung von 21 und 25)

$$v = 3,0 \text{ m}; h = \frac{1}{8} l; \text{ für Fachwerk } \beta = 0,3; m = 0,6,$$

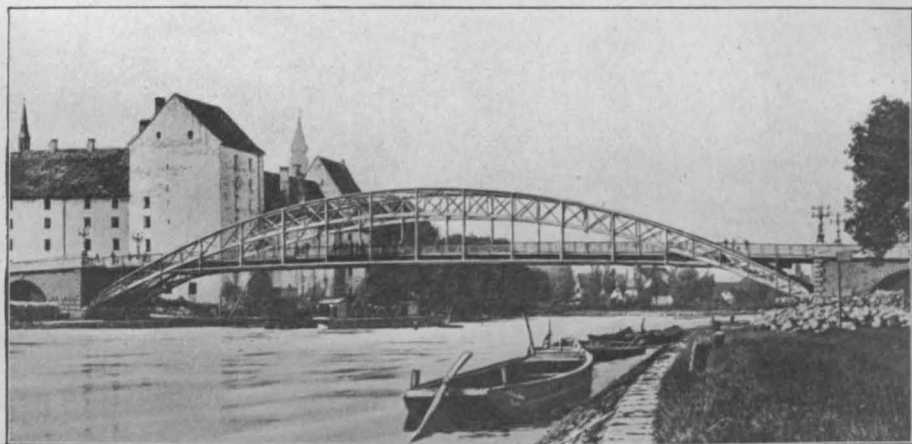


Fig. 228. Straßenbrücke über die Donau in Straubing. 1896. Stützweite 91 m.

für ein Bahngleis: $p = 3,58 + \frac{108}{l}$ in t und m,

$g = 720 + 30 l$ in kg und m,

so kann man nach l auflösen und erhält dann schließlich

$$l = \text{rund } 90 \text{ m.}$$

Über eine Stützweite von etwa 90 m hinaus hat also bei oben liegender Bahn (unter den gemachten Annahmen) die Windbelastung des Zuges keinen Einfluß mehr auf die Brückenbreite. Selbstverständlich verschwindet ihr Einfluß noch mehr, wenn die Bahn mitten oder unten liegt.

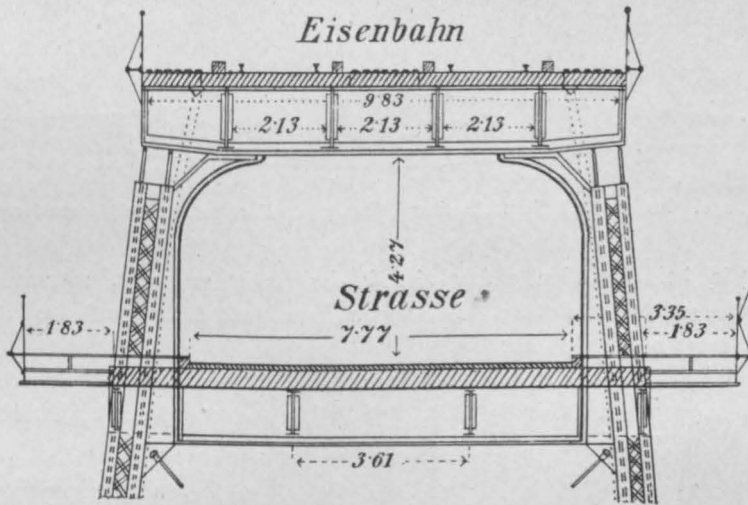


Fig. 229. Querschnitt der Eisenbahn-Bogenbrücke über den Niagara.
Schräg gestellte Hauptträgerwände.

4. Bei lotrecht stehenden Hauptträgern ändert sich die für die *Fahrbahn-anlage* notwendige Brückenbreite mit wachsender Stützweite nicht, wohl aber die Trägerhöhe und das Moment des Winddruckes in bezug auf die Kippachse. So kann es vorkommen, daß das Winddruckmoment mit zunehmender Stützweite *rascher wächst als* das Moment des Überbaugewichtes. In solchen Fällen empfiehlt es sich (Fig. 208, 229, 231 u. 232) durch *Schrägstellen der Hauptträgerwände*, gegenüber der Anordnung von lotrechten Hauptträgern, einerseits die Größe des Windmomentes zu verringern und andererseits *die Brückenbreite zwischen den Stützen eines Pfeilers zu vergrößern*. Der Brückengrundriß bleibt auch dann noch ein Rechteck oder eine Raute (43), aber die Grundrißbilder der Hauptträgerumrisse fallen nicht mehr in die zwischen ihren Stützpunkten gezogene Gerade des Grundrisses (Fig. 230—232).

Um die Vorteile des Schrägstellens der Hauptträger zu erläutern, betrachten

wir (unter sonst gleichen Umständen) die in der Fig. 233 mit *A* und *B* bezeichneten Belastungsfälle mit oben liegender Bahn. Weil aber die Verkehrsband-

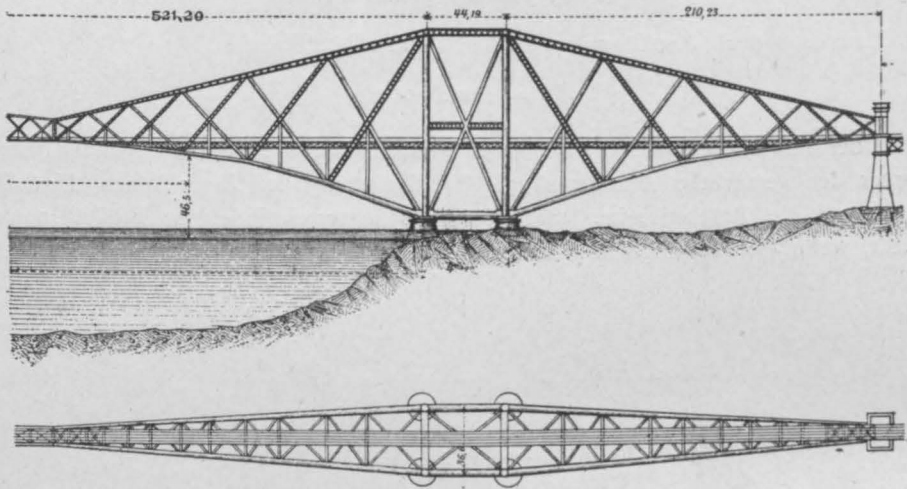


Fig. 230. Ansicht und Grundriß einer Öffnung der Forthbrücke bei Queensferry.

belastung in beiden Fällen *gleiche Anteile der Breite* erfordert, so untersuchen wir nur die *unbelastete* Brücke. Es mögen dann (mit Bezug auf die Fig. 233) folgende Bezeichnungen gelten:

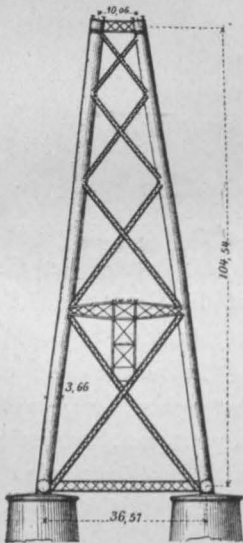


Fig. 231. Querschnitt durch die Pfeiler.

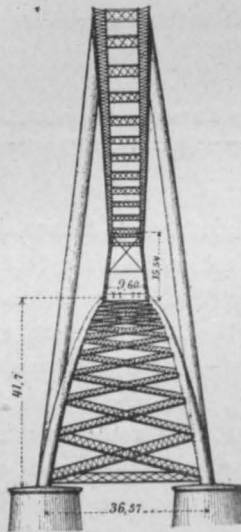


Fig. 232. Querschnitt durch die Brückenmitte.

Fig. 231 u. 232. Querschnitte der Forthbrücke.

h: Höhe zwischen Grundriß und Fahrbahnoberkante;

b: Grundrißbreite bei *lotrecht* gestellten Hauptträgern;

b_o, *b_u*: Fahrbahn- und Grundrißbreite bei *schräg* gestellten Hauptträgern;

w: Winddruck für 1 qm lotrechter Trägerfläche;

α: Winkel der Schräge mit der Wagerechten;

βh: durchschnittliche Windfläche für 1 m Stützweite der lotrechten Träger;

mh: Hebelarm der Mittellkraft *W* des Windes in bezug auf die Grundrißachse *ma* der lotrechten Träger.

β und m bedeuten Beiwerte, die in besondern Fällen gegeben oder zu schätzen sind. Für die Anordnung A erhält man danach (bei $1\frac{1}{2}$ facher Sicherheit)

$$b = \frac{3\beta m w h^2}{g}. \quad (53)$$

In der Anordnung B ist (nach 25) der lotrecht auf die Schräge wirkende Einheitsdruck

$$w_s = w \sin \alpha.$$

Ferner der Hebelarm der Windkraft W_s

$$h_s = \frac{m h}{\sin \alpha} - b_u \cos \alpha.$$

Das gibt ein Windmoment

$$w_s \cdot \left(\frac{\beta h}{\sin \alpha} \right) h_s = \beta w h \left(\frac{m h}{\sin \alpha} - b_u \cos \alpha \right)$$

oder, wenn g das Überbaugewicht für 1 m Stützweite darstellt (bei $1\frac{1}{2}$ facher Sicherheit)

$$b_u = \frac{3\beta w h \left(\frac{m h}{\sin \alpha} - b_u \cos \alpha \right)}{g}.$$

Woraus folgt

$$b_u = \frac{3\beta m w h^2}{\sin \alpha (g + 3\beta w h \cos \alpha)}. \quad (54)$$

Rein geometrisch ist außerdem

$$b_u = b_o + 2 h \cotg \alpha. \quad (55)$$

5. Um die Frage zu beantworten, von welcher Stützweite l ab es sich empfehlen dürfte, die Hauptträgerwände *schräg* zu stellen, betrachten wir die oben liegenden Bahnen von der geringsten Breite b ; das sind die *eingleisige* Bahn von 1,5 m und die *zweigleisige* von 5,5 m. Ermittelt man dann mit Hilfe der Gl. (54) diejenige Stützweite l , bei welcher die Grundrißbreite nicht größer als 1,5 m oder 5,5 m ausfällt, so findet man dafür ganz kleine Weiten, für welche nur *vollwandige* Hauptträger anzuordnen sein werden, d. h. also Weiten kleiner als 20 m. Betrachtet man weiter eine Parallelfachwerkbrücke mit einem Hauptträgerabstande von 8 m, bei etwas versenkter Bahn, so findet man, daß dieser Abstand bei einer Stützweite von etwa 110 m nicht mehr ausreicht, um ein Kanten durch die Windkräfte zu verhindern. In diesem Falle würde also ein Schrägstellen der Hauptträgerwände zu empfehlen sein.

Übungsaufgabe. Ein Bogen von 180 m Stützweite (Fig. 234) zwischen den Gelenken und 60 m Höhe zwischen diesen und der Straßenfahrbahn-Oberkante soll

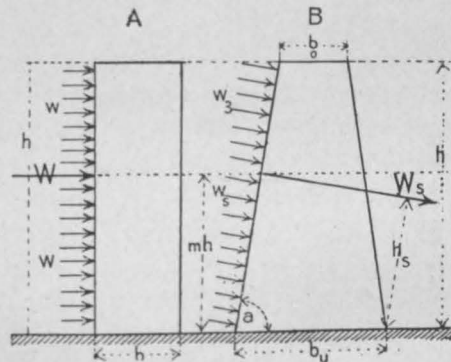


Fig. 233. Winddruck auf schräggestellte Hauptträgerwände.

mit schräggestellten Hauptträgerwänden angeordnet werden. Wie breit muß deren Entfernung b_o werden, wenn der Anlauf der Wände nicht mehr als $\text{tg}\alpha = 9,0$ betragen darf?

Zuerst ist b_u zu berechnen. Für

$$\beta = 0,2; m = 0,6; w = 250 \text{ kg/m}^2$$

erhält man nach Gl. (54)

$$b_u = \frac{3 \cdot 0,2 \cdot 0,6 \cdot 250 \cdot 60^2}{0,994 (g + 3 \cdot 0,2 \cdot 250 \cdot 60 \cdot 0,110)}.$$

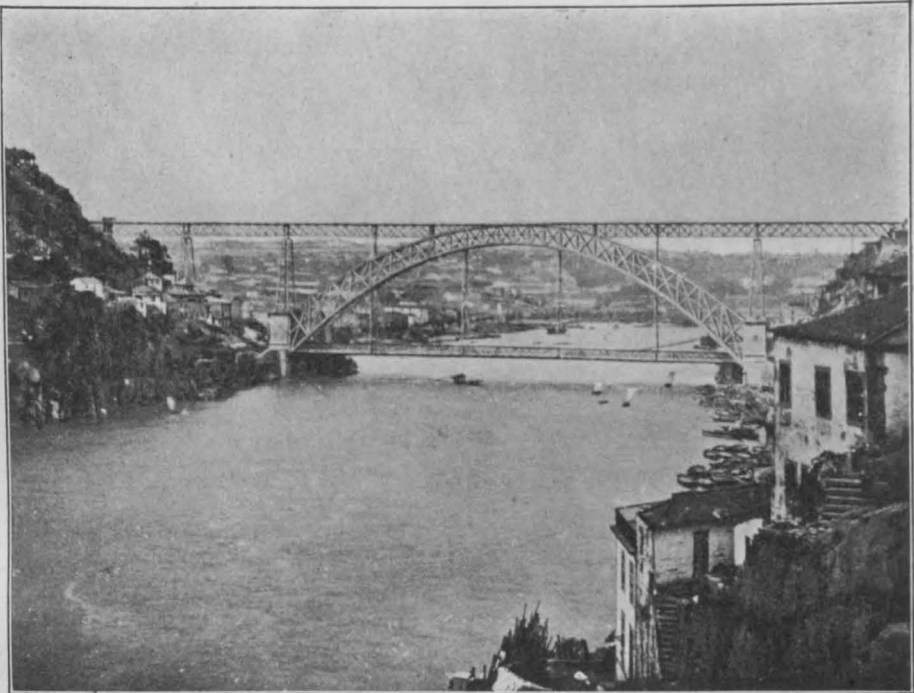


Fig. 234. Eisenbahnbrücke Luiz I über den Douro bei Porso. 1885. 160 m Stützweite.

Für g soll (nach dem Anhang) rund 10 t/m gerechnet werden. Das gibt

$$b_u = 29,72 \text{ m.}$$

Die obere Breite b_o berechnet sich danach mit

$$b_o = 29,72 - 2 \cdot 60 \cdot 0,111 = 16,4 \text{ m.}$$

Daraus ist zu entnehmen, daß die Brücke ohne *bedeutende Verankerung gegen Kanten durch den Wind* überhaupt nicht auszuführen wäre. Derartige Verankerungen sind im II. Bande zu vergleichen. Dort ist auch über die *für Bogenträger anzustellenden besonderen Untersuchungen der Windkrafteinflüsse nachzulesen.*

6. *Schräggestellte Hauptträgerwände* kommen bei weitgespannten Ausleger-Bogen- und Hängebrücken vor, wie dies die Fig. 1, 207, 208, 228, 230—232, sowie auch 234 und 235 veranschaulichen. Bei Hängebrücken ist der Neigungs-

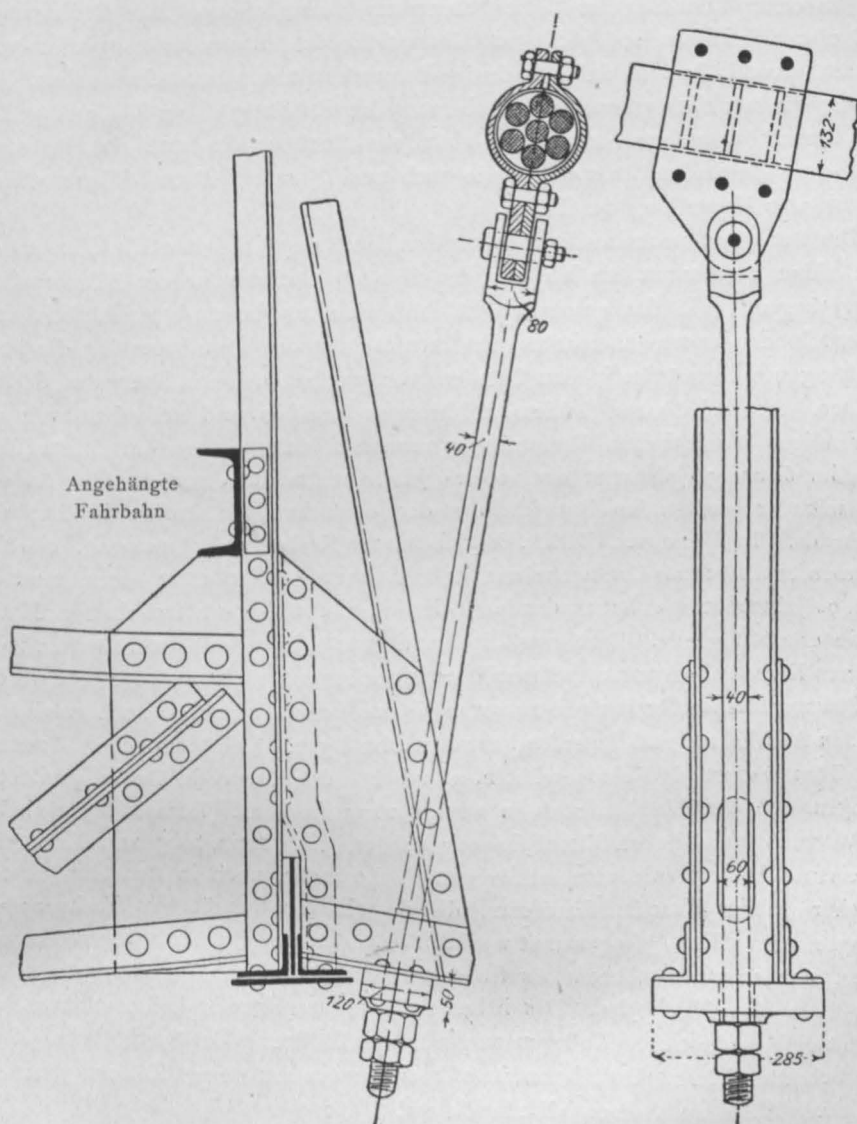


Fig. 235. Schräg gestellte Hauptträgerwand der Kabelbrücke über die Argen bei Langenargen am Bodensee. 1898.

winkel α größer, bei Bogen- und Balkenbrücken kleiner als 90 Grad. Aus den vorstehenden Berechnungen ist zu entnehmen, wie dabei der Hebelarm der Mittelkraft des Winddruckes erheblich kleiner und das entgegen wirkende Moment des Überbaugewichtes größer ausfällt als bei lotrecht gestellten Trägern.

48. Über die Beschaffung des Brückenentwurfes.

1. In der Einleitung (3) wurden die an einen Brückenentwurf zu stellenden allgemeinen Forderungen bereits kurz zusammengefaßt. Danach sind für den Entwurf in erster Linie die durch die Natur ihrer Baustelle gegebenen Bedingungen maßgebend. Diesen soll sich das Gesamtbild des Entwurfes möglichst vollkommen anschließen, so daß das fertige Bauwerk mit der Landschaft seiner Umgebung wie natürlich verwachsen erscheint. Die Erfüllung dieser Bedingung darf aber berechnete andere Forderungen nicht ausschließen: das sind das Verlangen nach einer dauernden *Sicherheit*, sowie auch nach *Sparsamkeit* und *Wirtschaftlichkeit* bei der Herstellung des Baues.

Die Art der Entwurfbeschaffung hat im Laufe der Zeit viele Wandlungen erlebt. Man darf sagen, sie sei aus den Händen einzelner in die Hände vieler übergegangen. Wie das geschehen ist, läßt sich am besten geschichtlich darstellen: In den ersten Jahrzehnten der Entwicklung des Eisenbaues lag die Ausarbeitung von Entwürfen in den Händen von wenigen Auserwählten des Faches. Männer, die auf diesem Gebiete Erfahrungen besaßen und nebenbei auch die notwendigen theoretischen Kenntnisse gesammelt hatten, waren in Deutschland noch im 6. und 7. Jahrzehnt des vorigen Jahrhunderts dünn gesät. Das änderte sich mit der wachsenden Entwicklung der deutschen technischen Hochschulen zusehends. In Hannover, Zürich, München und Karlsruhe fing man an, einzelne Ingenieurbaufächer als Sonderstudium zu betreiben. Im Gegensatz dazu stand bis zum 9. Jahrzehnt die Bauakademie in Berlin, die 1882 zur technischen Hochschule erhoben wurde. Dort ging die überlieferte Pflege des Hochbaues und der schönen Künste allem voran, während das Ingenieurbauwesen vernachlässigt wurde; die Staatsprüfungen der Baumeister waren bis ins neunte Jahrzehnt noch *zweiseitig*: d. h. in Architektur und Ingenieurbauwesen abzulegen. Selbst als schon WINKLER und GÖRING dort als Lehrer wirkten, stand bei den älteren in Berlin gebildeten Fachgenossen der *Eisenbau* noch in wenig gutem Ansehen. Damals lag auch bei den meisten preußischen Eisenbahnverwaltungen die Bearbeitung von Entwürfen für eiserne Brücken, wie eine selbstverständliche Sache, noch in den Händen von Angehörigen des Maschinenbaufaches, die deshalb von den übrigen Fachgenossen geringschätzig »*Nietköpfe*« genannt wurden. Als nun auch viele Bauingenieure anfangen, sich etwas eingehender als früher mit dem »*Eisen*« zu beschäftigen, galten auch diese als »*Nietköpfe*«. Das habe ich sogar am eigenen Leibe erfahren, als ich mit einigen deutschen Kollegen zur Feier der Eröffnung der Forthbrücke (1890) nach Schottland fuhr. Dort brummte mir ein junger strebsamer Kollege ganz unverdienter Weise auch einen »*Nietkopf*« auf.

Nun, die Zeiten haben sich inzwischen geändert. Die technischen Hochschulen sind langsam und sicher ihrem Ziele näher gekommen. Vor einigen Jahren haben sie all den Ballast, wie Staatsprüfungen und dgl. mehr, der sie so lange an der zeitgemäßen Ausgestaltung ihrer Lehrpläne und ihres Prüfungswesens gehindert hat, über Bord werfen dürfen. Auf allgemein technisch-wissenschaftlicher Grundlage kann heute jedes beliebige Sonderbaufach studiert und als Hauptfach für eine Diplomprüfung gewählt werden, darunter auch der *Eisenbau*.

mit allen seinen Verzweigungen in verwandten Gebieten (3). So haben die »Nietköpfe« der Bauingenieurfächer das ihnen unrechterweise eine lange Zeit vorenthaltene Gebiet des Eisenbaues in seinem ganzen Umfange allmählich wieder erobern können. Und das hat sicher nicht wenig zur gesunden Entwicklung auch des Eisenbrückenbaues beigetragen.

2. In den letzten drei Jahrzehnten ist der deutsche Eisenbrückenbau zu hoher Blüte gekommen, in ursächlichem Zusammenhange mit dem mächtigen Aufschwunge des deutschen Eisenhüttenwesens (12) und der deutschen technischen Hochschulen. Dabei haben sich die Gebiete der Theorie und Praxis des Brückenbaues ungemein erweitert. So ist es wohl zu verstehen, warum heute ein einzelner das Ganze nur noch schwer beherrschen kann, und warum deshalb die Entwurfbeschaffung aus den Händen einzelner in die Hände vieler übergegangen ist. Im heutigen Drange der Zeit ist ein einzelner kaum mehr imstande, allen dabei zu stellenden Anforderungen völlig gerecht zu werden. Es bleibt aber dem tüchtigen Manne auch heute noch unbenommen, seine Ideen und seine Arbeitskraft in den Dienst einer Unternehmung zu stellen. Im Verein mit dieser wird er sein Ziel eher und besser erreichen, als alleinstehend. Denn unsere großen deutschen Brückenbauanstalten — von deren Einrichtungen im III. Bande ausführlich die Rede sein wird — sind heute mit einem höchst leistungsfähigen Stabe von theoretisch und praktisch gebildeten Ingenieuren ausgerüstet, von denen manche das Gebiet des Eisenbaues wiederholt neu befruchtet haben.

Heute ist es Brauch, die Pläne für den Bau einer bedeutenden Eisenbrücke auf dem Wege der öffentlichen oder engern Ausschreibung zu erhalten. Selbst größere Bauverwaltungen, die über ausgezeichnete Ingenieure in leitenden und ausführenden Stellen verfügen, beschreiten in der Regel diesen empfehlenswerten Weg. Allerdings gibt es auch heute noch einige Verwaltungen, namentlich in Städten, die es für richtiger halten, Bauentwürfe mit allen Einzelheiten durch ihre eigenen Beamten anfertigen zu lassen, um auf Grund dieser Pläne die Bauausschreibung einzuleiten. Es erscheint aber mindestens zweifelhaft, ob diese Art des Vorgehens die beste Gewähr bietet für die Schaffung eines Bauwerkes, das den höchsten Anforderungen der Neuzeit gerecht wird. Städte, wie *Bonn, Bremen, Budapest, Düsseldorf, Frankfurt a. M., Köln, Magdeburg, Ruhrort, Stettin* und andere haben bisher sehr gute Erfahrungen mit dem von ihnen gewählten Verfahren der engern oder öffentlichen Ausschreibung gemacht. Das beweisen einerseits die dabei in die Öffentlichkeit gekommenen zahlreichen muster-gültigen Entwürfe und anderseits die daraus hervorgegangenen Bauwerke, von denen manche neue Ideen verwirklicht haben und zu dem Besten rechnen, was bisher auf dem Gebiete des Eisenbrückenbaues geschaffen worden ist. Gut beratene Bauverwaltungen werden sich deshalb heute mit dem Aufstellen allgemeiner Bedingungen oder eines Vorentwurfes begnügen. Das weitere dürfen sie getrost einem engern oder öffentlichen Wettbewerb überlassen, wobei der Zuschlag nur vertrauenswürdigen Werken zu erteilen ist, deren Arbeiten sie in der Hütte und der Werkstatt, sowie auch auf der Baustelle durch geeignete Fachmänner überwachen lassen.

3. Dem Einflusse der erwähnten bedeutenden Ausschreibungen ist es zu verdanken, wenn heute auch auf die *Gesamterscheinung des Baues* nach der künstlerischen Seite hin großer Wert gelegt wird. Damit soll nicht etwa gesagt sein, man habe beim Bau der ältern bedeutenden Eisenbrücken der künstlerischen Wirkung ihrer Erscheinung keine Bedeutung beigelegt. Denn gerade das Gegenteil war der Fall. Um das zu erkennen, betrachte man z. B. die Bilder der beiden ältesten weitgespannten Eisenbahnbrücken Europas (Fig. 236 u. 237), die

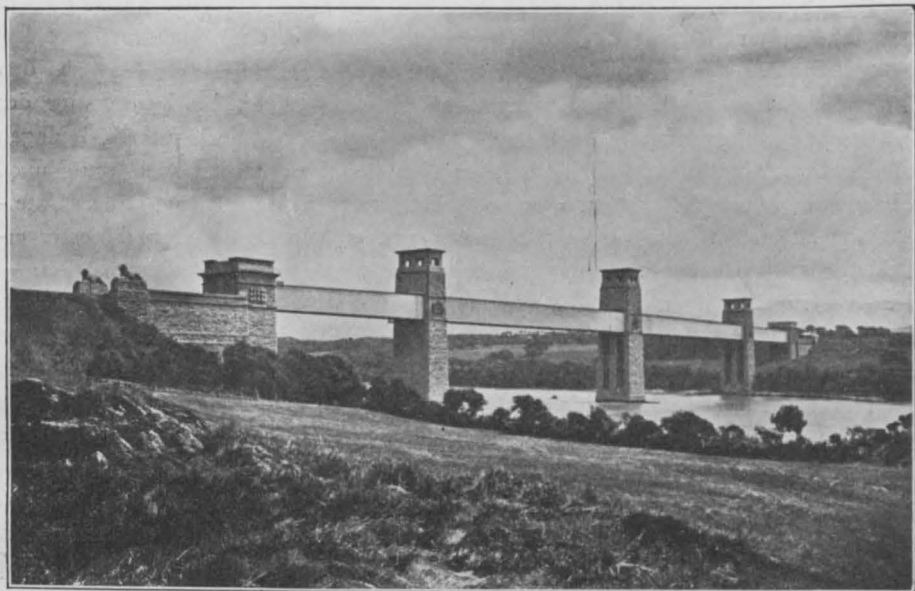


Fig. 236. Britanniabrücke über die Menastraße zwischen Wales und der Insel Angelsea.
1842—1846.

in den Jahren 1842—1857 entstanden sind. Deren würdige, monumentale Gesamterscheinung ist ein Beweis dafür, wie sehr man sich damals der hohen Bedeutung dieser Neuschöpfungen bewußt war. Man hat dabei sogar die Mitwirkung von Architekten als selbstverständlich angesehen. Aber im Drängen und Hasten der spätern heißen Eisenbahnbauzeit, oft auch aus Mangel an Geldmitteln oder aus andern Gründen, ist der anfänglich vorhandene gute Wille, auch dem Architekten seinen Teil an den Ingenieurbauten zu gönnen, häufig erlahmt oder unterdrückt worden. Mehr und mehr gewöhnte man sich daran, die Brückenbauten fast allein *nach ihrer reinen Nützlichkeit* und ihrem praktischen Zwecke zu beurteilen. So standen unter den Tausenden seither geschaffenen nüchternen Eisenbrücken jene Meisterwerke der ältern Zeit bald fast allein. Darin ist in den letzten Jahrzehnten ein erfreulicher Wandel eingetreten, der — wie schon gesagt — dem Einflusse und den Ergebnissen der großen öffentlichen Ausschreibungen zu verdanken ist.

Die Grundbedingungen für den Entwurf einer Eisenbrücke, nach der künstlerischen Seite hin, können keine andern sein, als diejenigen, welche für die rein technische Durchbildung des Entwurfes maßgebend sind. *Zweck, natürliche Lage und Umgebung*, sowie *Art und Bedeutung* der Brücke, bilden also dabei die Grundlagen, von denen jede einzelne in der Wirklichkeit unter mannigfach verschiedenen Verhältnissen erscheint. Deshalb soll hier nicht erst versucht

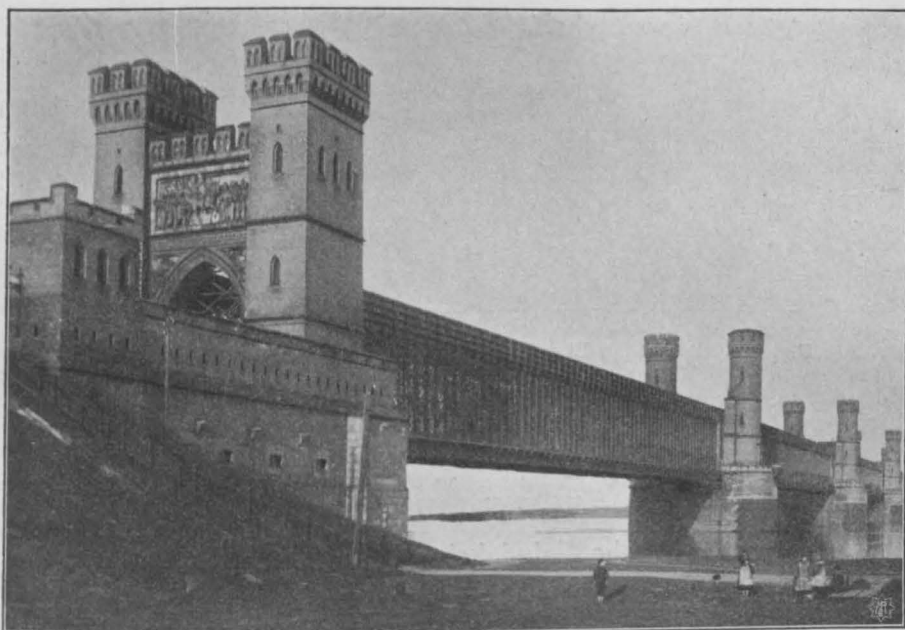


Fig. 237. Die Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Dirschau. 1846—1857.

werden, ihren Einfluß auf die künstlerische Gestaltung des Entwurfes systematisch darzulegen. Das ist bereits in ausgezeichneter Weise in der schönen Arbeit von BAUMEISTER geschehen⁸¹. Ich werde jedoch die bezeichneten Einflüsse weiterhin (im zweiten Abschnitte) an der Hand der Geschichte in Wort und Bild ausführlich verfolgen.

⁸¹ BAUMEISTER, Die Kunstformen des Brückenbaues. Handb. d. Ing.-Wissenschaften. II. Teil. 2. Band. III. Kapitel. Vierte Auflage. 1904.

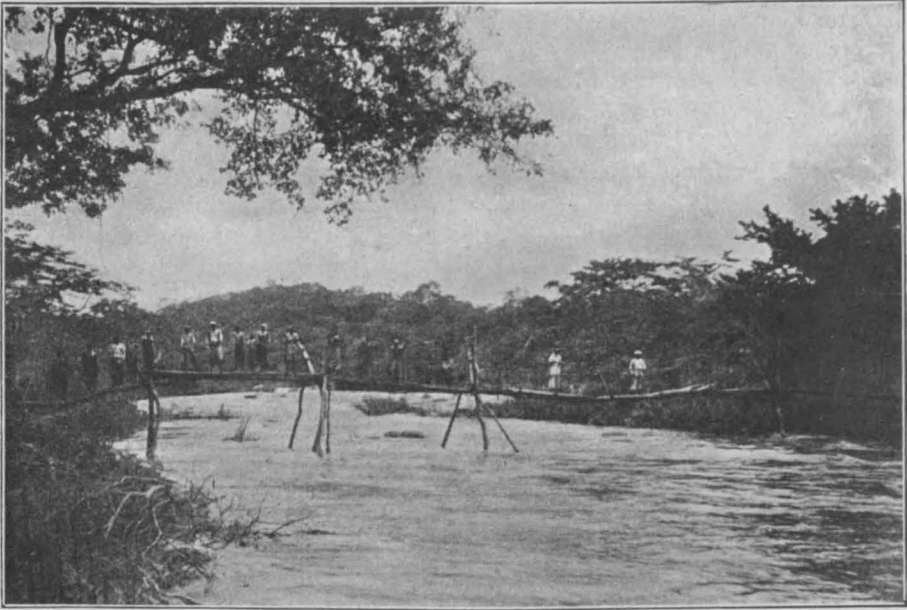


Fig. 238. Brücke der Eingeborenen über den Pangani, Deutsch-Ostafrika.

Zweiter Abschnitt.

Die geschichtliche Entwicklung des Eisenbrückenbaues.

49. Übersicht der Gesamtentwicklung.

1. Wann und wo die ersten eisernen Brücken entstanden sind, ist in der Einleitung (§ 1. 9) erörtert worden. Dabei wurde darauf hingewiesen, wie die Verwendung des Eisens im Brückenbau bis zur Wende des 18. und 19. Jahrhunderts immer noch große Schwierigkeiten bereitet hat. So ist es erklärlich, warum von der erstmaligen Anwendung unversteifter, schwankender *Eisenketten* (Fig. 86, S. 54) bis zur glücklichen Vollendung der ersten festen eisernen Brücke (Fig. 87, S. 56) über 2000 Jahre vergehen konnten. Holz und Stein blieben aber auch im 19. Jahrhundert noch lange überlegene Mitbewerber des Eisens. Jedoch überall da, wo *Wege und Straßen* über breite Täler und Ströme geführt werden mußten, erwiesen sich Holz, Stein und Gußeisen bald als unzulängliche Baustoffe (11). In solchen Fällen begann man mit Erfolg *Ketten-* oder *Drahtbrücken* zu bauen, deren wesentliche Teile — die Hängegurte — aus keinem bessern Stoffe, als aus *schmiedbarem Eisen* herzustellen waren. Damit traten die beiden ältesten Gruppen von Eisenbrücken — die *Hängebrücken* und *Bogenbrücken* (2) — sichtlich in den Vordergrund des *Straßenbrückenbaues* und beherrschten dies Gebiet bis zur Mitte des 19. Jahrhunderts. Weiten über etwa 60 bis 70 m wurden in dieser Zeitspanne

immer durch Hängebrücken übersetzt, für kleinere Weiten bevorzugte man gußeiserne Bogenbrücken. Verschiedene englische Ingenieure, namentlich TELFORD, RENNIE und ROBERT STEPHENSON (der Sohn des genialen Eisenbahners), haben zwar bei besondern Gelegenheiten versucht, ihre Entwürfe *weitgespannter* gußeiserner Bogenbrücken durchzusetzen und zu verwirklichen. Sie hatten aber keinen Erfolg, weil mit dem wachsenden Verbrauch des Eisens im Brückenbau die große Überlegenheit des schmiedbaren Eisens dem Gußeisen gegenüber immer

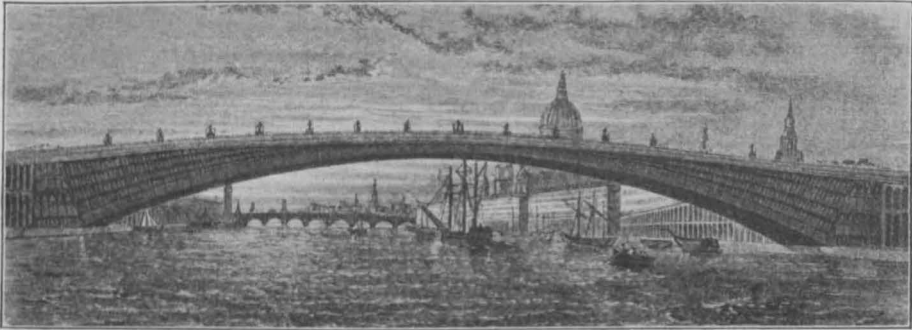


Fig. 239. Entwurf von TELFORD für den Ersatz der alten Londonbrücke über die Themse in London. Ein einziger Bogen von 183 m Weite. 1801.

mehr offenbar wurde (11). So kamen z. B. die Pläne TELFORDS für eine Themsebrücke in London (Fig. 239) mit einem einzigen Bogen von 183 m Weite, sowie auch für die Überbrückung der Menaistraße auf dem Wege von London nach Dublin (Fig. 240), nicht zur Ausführung (1801), ebenso auch nicht der Entwurf von ROBERT STEPHENSON für eine gußeiserne Bogenbrücke mit zwei Öffnungen von je 137 m Weite zur Überbrückung der Menaistraße in der Eisenbahnlinie London-Dublin (Fig. 241).

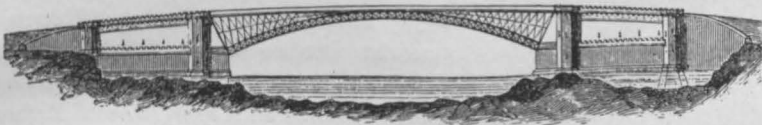
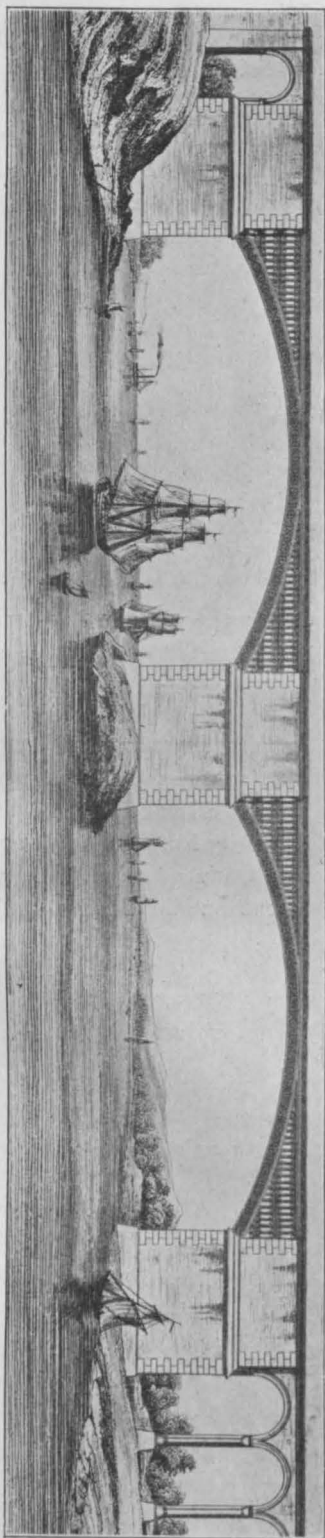


Fig. 240. Entwurf TELFORDS für eine gußeiserne Brücke über die Menaistraße. Weite 150 m. 1810.

2. Als man in England begann *Eisenbahnen* zu bauen, lag die Darstellung des Puddeleisens (10) noch in ihren Anfängen. Deshalb bevorzugte man dort anfangs selbstverständlich das Gußeisen, während man auf dem europäischen Festlande noch Jahrzehnte länger am Bau von steinernen und hölzernen Eisenbahnbrücken festhielt (11). Das Holz herrschte als Baustoff am längsten in Amerika, ebenfalls später das Gußeisen. Wie in Amerika, so ist auch in England und Frankreich das Gußeisen für Eisenbahnbrücken noch in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts mit Vorliebe verwendet worden. In diesen Ländern dürften selbst heute

Fig. 241. Entwurf einer gußeisernen Eisenbahn-Bogenbrücke über die Menastraße. ROBERT STEPHENSON. 1844.



noch manche alte Gußeisenbrücken im Betriebe liegen. Dagegen gibt es in Deutschland heute wohl keine gußeiserne Eisenbahnbrücke mehr, und gußeiserne Straßenbrücken bestehen nur noch an jenen Orten, wo man sie allein ihrer geschichtlichen Bedeutung wegen erhalten möchte (Fig. 88, S. 57).

Wie viel gefährlicher für den Bestand einer Brücke der Eisenbahnbetrieb gegenüber dem Betriebe einer Straße immer eingeschätzt worden ist, wird durch zwei bedeutsame Ereignisse wirksam beleuchtet, die in die erste Hälfte des 19. Jahrhunderts fallen. Das sind der Bau der *Britanniabrücke* (Fig. 95, S. 66), die 1846 den Schienenweg zwischen England und Irland geschlossen hat, und der Bau der alten *Weichselbrücke* bei Dirschau (Fig. 237, S. 215) in der Eisenbahnlinie Berlin-Königsberg. STEPHENSON plante anfangs eine Mitbenutzung der von TELFORD erbauten (seit 1826 bestehenden) Kettenstraßenbrücke bei Bangor (Fig. 243). Er schlug vor, an beiden Enden der Brücke Stationen anzulegen und die Eisenbahnwagen mit Pferden hinüber zu schaffen. GILES wollte dagegen die Wagen durch maschinellen Seilbetrieb ziehen lassen. Schließlich nahm man aber Abstand von diesen Plänen, wahrscheinlich weil man an die schlechten Erfahrungen dachte, die auf der Stockton - Darlington - Eisenbahn (1825 bis 1830) mit dem Befahren von Kettenbrücken gemacht worden waren. So entschloß man sich denn zum Bau einer neuen Brücke (§ 10), einer vollwandigen *schweißeisernen Balkenbrücke*, deren Träger einen geschlossenen Kastenquerschnitt erhielten von so großen Abmessungen, um einen ganzen Eisenbahnzug durchzulassen.

Zur Zeit als die *Britanniabrücke* noch nicht eröffnet war (1840—1846), plante man in Dirschau eine Hängebrücke. Um die den damaligen unversteiften Bauwerken dieser Art eigene große Beweglichkeit zu vermindern, wollte man die Brücke nicht mit ganzen Zügen, sondern nur mit einzelnen Lokomotiven befahren lassen. Außerdem wollte man den

Überbau recht schwer machen, weil man wohl wußte, wie ein Vergrößern des Eigengewichtes im Verhältnis zur Verkehrslast (27—29) die Beweglichkeit der Brücke mäßigen würde. Im ersten Entwurfe der Hängebrücke waren deshalb fünf große Öffnungen, von je 158 m Weite, vorgesehen. Als man aber von der erfolgreichen Inbetriebnahme der Britannia-Brücke hörte, ließ man den Hängebrückenentwurf fallen und baute eine *Balkenbrücke* (Fig. 237, S. 215), ohne jedoch dabei die Kastengestalt der Britannia-Brücke nachzuahmen.

Bemerkenswert sind auch noch die Vorgänge beim öffentlichen Wettbewerb um den Bau der ersten Kölner Rheinbrücke (1850). SCHWEDLER (Fig. 242), der bedeutendste Brückenbau-Ingenieur seiner Zeit (St. I. 44), gewann dabei den ersten Preis für seinen Entwurf einer *versteiften Hängebrücke* (Fig. 243). Sein Plan wurde aber nicht unbedingt zur Ausführung empfohlen, obwohl nach den Bedingungen des Wettbewerbes nur Eisenbahnfahrzeuge *ohne Lokomotiven* die Brücke befahren sollten⁸². Später hat man es nach amerikanischem Vorgange (§ 9) auch in Europa einmal gewagt, eine versteifte Kettenbrücke für eine Haupteisenbahn zu bauen. So geschehen (1859) durch SCHNIRCH bei der Donaukanalbrücke in Wien. Aber schon 1884 mußte sie ihrer Gebrechlichkeit wegen abgetragen werden. Die erste Hängebrücke in einer Haupteisenbahn war die (1855) von dem Deutschen RÖBLING (Fig. 245) erbaute Drahtbrücke über den Niagara, zur Verbindung der New York-Zentralbahn und der Großen Westbahn in Canada dienend (Fig. 244).



Fig. 242. *SCHWEDLER. (1823—1896.)

Auch sie hat den wachsenden Anforderungen des Eisenbahnbetriebes nicht mehr Stand halten können. 1897 ist sie durch eine flußeiserne Bogenbrücke ersetzt worden (§ 11 und Fig. 229). Heute gibt es in der Welt keine Hängebrücke mehr, die für den Verkehr von Haupteisenbahnen dient.

3. Im *Balkenbrückenbau*, der heute auf dem gesamten Gebiete des Eisenbrückenbaues vorherrschend ist, hat sich das Gußeisen nur so lange halten können, als er nur für kleine Stützweiten in Betracht kam. Für bedeutendere Weiten konnte es wegen seiner mangelnden Biegezugfestigkeit und seines unsichern Verhaltens unter Stößen der Verkehrslasten gegen den mit der Ausbreitung der Eisenbahnen immer stärker

⁸² Die Konkurrenzprojekte zur Brücke über den Rhein zwischen Köln und Deutz. Zeitschrift für Bauwesen. 1851.

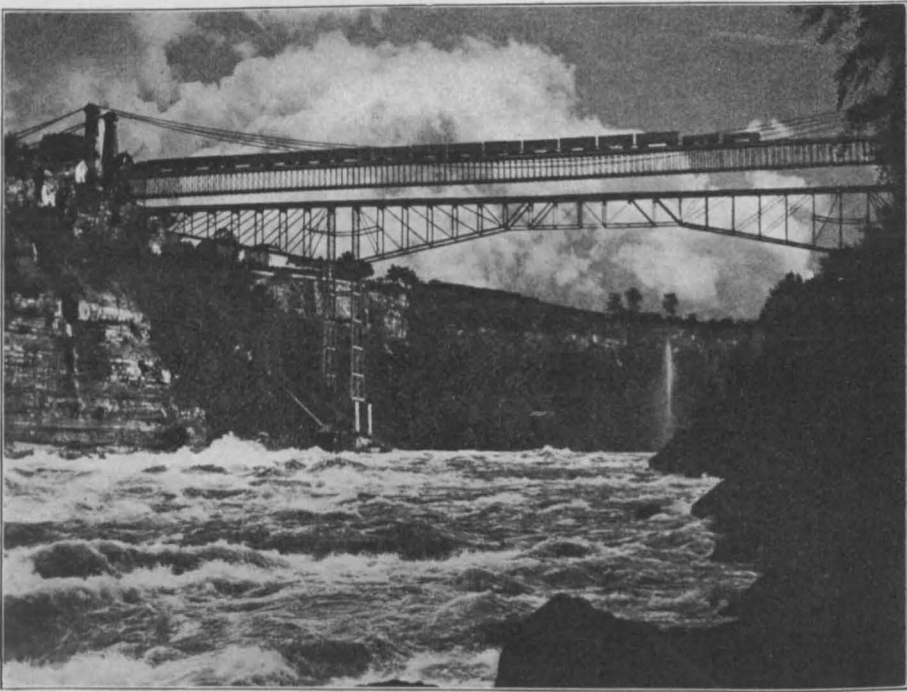


Fig. 244. Niagara-Kabelbrücke. Erste Eisenbahn-Hängebrücke der Welt. 1855 eröffnet.

4. Vorstehende Übersicht läßt erkennen, wie etwa um die Mitte des 19. Jahrhunderts Theorie und Praxis des Eisenbrückenbaues neue Bahnen zu beschreiten beginnen. Die Entwicklung in dieser Zeitspanne wird in den §§ 6 bis 9, die von den Hängebrücken und den gußeisernen Bogenbrücken handeln, ausführlich geschildert. Daran schließt sich (in § 10) die Schilderung der *Anfänge des Balkenbrückenbaues* bis auf die Zeit der Einführung des *Flußmetalles* (11 und 12). Schließlich folgt (in § 11) eine *Übersicht der Eisenbrücken der Neuzeit*, worin diese mehr in ihrer Gesamtheit als im Einzelnen betrachtet werden, weil die Behandlung ihrer baulichen Einzelheiten und statischen Grundlagen dem II. Bande dieser Vorlesungen vorbe-

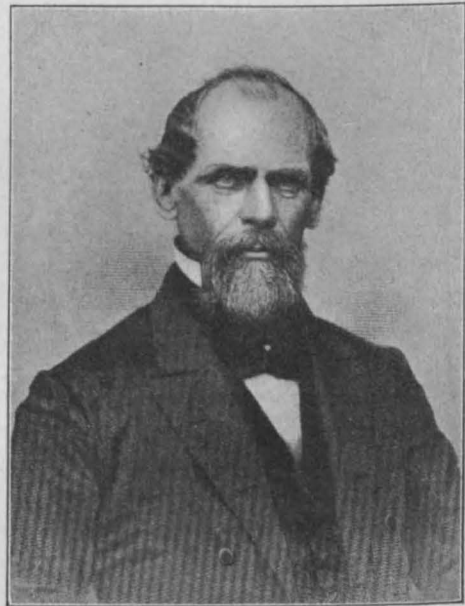


Fig. 245. JOHN A. RÖBLING. (1806—1869.)

halten bleibt. Die Übersicht erstreckt sich auf alle maßgebenden Länder, und man erkennt daraus, wie *England*, das Vaterland des Eisens und der eisernen Brücken, seine früher überlegene Stellung im Eisenbrückenbau mehr und mehr verliert, während andere Länder, wie *Deutschland* und *Nordamerika*, stärker als bisher in den Vordergrund treten. Besondere Aufmerksamkeit verdienen heute die hervorragenden und großartigen Leistungen amerikanischer Ingenieure, trotz ihrer eigenartigen, von der europäischen abweichenden Bauart. Den deutschen Fachgenossen ist das Studium der neuzeitlichen, amerikanischen Balken-, Bogen- und Hängebrücken sehr zu empfehlen, ebenso auch die Beachtung mancher nachahmenswerter Punkte in den neuesten amerikanischen Vorschriften für den Entwurf und die Herstellung von Eisenbrücken, deren Wortlaut im Anhang (§ 14) zu vergleichen ist⁸⁴.

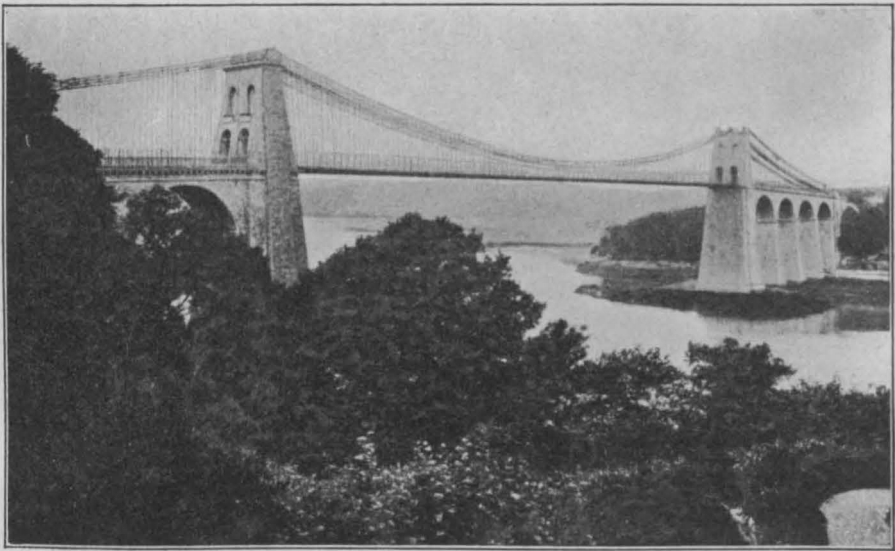


Fig. 246. Kettenbrücke über die Menaistraße bei Bangor. England. 1819—1826.
Mittellöffnung 175 m weit.

§ 6. Anfänge des Hängebrückenbaues.

50. Die aus Pflanzenstoffen gebildeten Seilbrücken.

1. In der Einleitung des ersten Abschnittes (4) war bereits von den ältesten Brücken die Rede. Dabei ist in Wort und Bild auch geschildert worden, wie etwa der Naturmensch es bewerkstelligt hat, die ihm auf seinen Pfaden in der Wildnis begegnenden Hindernisse mit natürlichen Mitteln zu beseitigen. Oft mag auch wohl die Natur selbsttätig eingegriffen haben, indem sie zwischen sonst un-

⁸⁴ American Railway Engineering and Maintenance of Way Association. General Specifications for steel Railroad Bridges. 1906.

zugänglichen Ufern allerlei Übergänge schaffte, die dem Urmenschen als Vorbilder für eigene Schöpfungen dienen konnten. Durch Stürme entwurzelte Bäume (Fig. 38 bis 40, S. 20), überhängende, mit Schlingpflanzen umwachsene Baumäste (Fig. 42, S. 22), abgestürzte oder angetriebene Steintrümmer und Felsblöcke in Schluchten und Strömen u. dgl. mehr, konnten ihn auf den Gedanken bringen, sich ähnliche Übergänge künstlich selber zu schaffen.

Zweifellos wurden die ersten Übergänge zwischen weiten und tiefen Schluchten mit Hilfe von aus Pflanzenteilen gebildeten *Seilen* hergestellt, auf denen die Bahn für Fußgänger und Lasttiere unmittelbar befestigt war. Diese Annahme erscheint wohl berechtigt. Denn nach übereinstimmenden Berichten zahlreicher Forscher und Weltreisenden⁸⁵ wurden derartige urwüchsige Seilbrücken bei vielen wilden Völkern entdeckt, die nachweislich Jahrtausende lang in undurchdringlichen Wäldern und Einöden hausten, ohne je vom Strome des Weltverkehrs berührt worden zu sein. Was im Leben jener Naturvölker beobachtet wurde, das wird sich unter ähnlichen natürlichen Verhältnissen gleichmäßig auch in vorgeschichtlicher Zeit abgespielt haben.

Die Naturvölker Asiens und Amerikas spannten bereits im Anfange des 18. Jahrhunderts (und früher) Seile aus, längs welchen Säcke oder Körbe hingen, in denen Reisende und Gepäck von einem bis zum andern Ufer von Flüssen und Schluchten befördert wurden⁸⁶.

Derartige Talübergänge in den Cordilleren, dort »*tarabita*« genannt, beschreibt NAVIER nach DE ULLOA⁸⁵: Für die Hinfahrt und Rückfahrt von Personen, Tieren und Gepäck ist zwischen den Abhängen einer Schlucht je ein starkes Seil ausgespannt, das mit Hilfe von Lederstricken aus Lianen gebunden wird. Ein Seilende ist an einem Pfahle befestigt, während das andere Ende über eine Rolle läuft. Auf solche Weise wird es möglich, den Seildurchhang beliebig zu regeln. Am Seile hängt eine Art von Hängematte oder Ledersack, gerade groß genug, um einen Menschen zu fassen. Bei der Abfahrt erhält der Sack einen tüchtigen Stoß, damit er, über den abschüssigen Teil der Seilbahn hinausgekommen, noch lebendige Kraft genug behält, um auch die ansteigende Bahnstrecke zu überwinden. Tiere werden in einem besondern Behälter befördert, wobei man sie durch eine Vorrichtung

⁸⁵ BAUDOIN, Histoire des Yncas, rois de Perou, traduit de l'Espagnol de l'Ynca Garcilasso de la Vega. Amsterdam. 1704. Kap. VIII, S. 259.

FREZIER, Allerneueste Reise nach der Südsee. Hamburg. 1718. Zweiter Teil. Kap. III, S. 244.

JACOB LEUPOLD, Theatrum pontificale oder Schauplatz der Brücken und des Brückenbaues Leipzig. 1726.

TURNER, Account of the Embassy of Thibet.

RENNELL, Description of Hindostan.

ALEX. V. HUMBOLDT, Ansichten der Natur. Tübingen und Stuttgart. 1849. 3. Aufl. 2. Band. S. 324. — Derselbe, Vues des Cordillères et monuments des peuples indigènes de l'Amérique.

LE GENTIL, Nouveau voyage au tour du monde. Amsterdam. 1728. Erster Teil.

SCHRAMM, Historischer Schauplatz, in welchem die merkwürdigsten Brücken beschrieben werden. Leipzig. 1735. S. 55 u. 56.

DE ULLOA, Voyage historique de l'Amérique méridionale. Paris. 1752.

⁸⁶ DREWRY, A memoir on suspension-bridges. London. 1832.

sowohl unter dem Halse, als auch unter dem Bauche stützt. Man vergleiche dazu auch die Seilbrücken in Fig. 249.

Kapitän HALL⁸⁷ erwähnt eine Brücke über den Maypo bei St. Jago in Chile, deren Seile aus zusammengedrehten Ochsenhäuten gebildet waren, und bemerkt dazu, daß ähnliche Bauwerke schon 300 Jahre früher bei der Besitzergreifung Südamerikas durch die Spanier vorhanden gewesen sind. DE ULLOA und LE GENTIL besprechen Seilbrücken in den Cordillern Südamerikas⁸⁵. »ALEXANDER V. HUMBOLDT« berichtet über die Seilbrücken der alten Peruaner⁸⁵, TURNER und RENNELL beschreiben Brücken, die sie auf ihren Reisen in Tibet und Hindostan sahen.

2. Das *Herstellen von Seilen* aus Pflanzenfasern oder Tierhäuten erforderte keine außergewöhnlichen Fertigkeiten, ebenso das Befestigen der Seilenden an den Uferpunkten, die ihnen als Rückhalt dienen sollten: Diese Arbeiten waren mit einfachen Handleistungen und Geräten zu bewerkstelligen. HILDENBRAND⁸⁸ schildert sehr anschaulich, wie vor Jahrtausenden ein von Indien oder Südamerika her auf der Wanderung begriffener Stamm von Eingeborenen sich etwa geholfen haben mag, wenn plötzlich eine weite und tiefe Schlucht seinen Marsch unterbrach: Sobald die Karawane zum Stillstand gekommen ist, wird im Rate der Häuptlinge beschlossen, eine Brücke zu schlagen. Einige jüngere, kräftige und verwagene Leute des Trupps erhalten den Befehl, auf jede geeignete Weise das jenseitige Ufer zu erklimmen. Inzwischen bindet ein Krieger eine dünne Schnur an das Ende eines Pfeiles und schnellt diesen mit dem Bogen zu jenen Leuten hinüber. Dabei behält er das Schnurende in der Hand und verbindet damit einen stärkeren Strick, der dann vom jenseitigen Ufer aus herüber geholt wird. So ist eine erste Verbindung zwischen beiden Ufern geschaffen, mit deren Hilfe jetzt eine beliebige Zahl von dickeren *Seilen* ausgespannt werden kann. Das geschieht durch abwechselndes Hinüber- und Herüberholen des Strickes, wobei jedesmal eines der daran geknüpften Seile in seine künftige Lage gebracht wird. Damit die Seile den spätern Bahnbelag gut tragen, werden sie in zwei Gruppen angeordnet, die etwas mehr als Meterbreite voneinanderliegen.

Alle Seile erhalten gleichen Durchhang, liegen in jeder Gruppe möglichst parallel und dicht nebeneinander und werden an ihren Enden an Bäumen oder im Felsen festgemacht (Fig. 28 u. 29, S. 14). Sie lassen sich in jeder Gruppe auch leicht zu einem einzigen *Tragseile* vereinigen (bündeln). Sobald dann (inzwischen geschlagene) junge Bäume oder Baumäste entsprechend zugerichtet worden sind, werden solche dicht an dicht, quer auf die beiden Tragseile gelegt und damit durch Bast, Lederstreifen oder Pflanzenfasern fest verbunden. Eine dergestalt hergerichtete Hängebrücke war freilich ein leichtes und stark schwankendes Bauwerk. Nur schwindelfreie Personen mit klaren Köpfen und starken Nerven konnten sie überschreiten. Aber sie gewährte doch ausreichende Sicherheit für den Übergang des Stammes, einschließlich ihrer auf Lasttieren verpackten geringen

⁸⁷ Edinburgh philosophical Journal. 1826. Band 14, S. 52.

⁸⁸ HILDENBRAND, Die Hängebrücken von der ältesten bis zur neuesten Zeit. Vortrag gehalten im technischen Verein von New York. 1905.

Habe. HILDENBRAND berechnet die Tragkraft einer (wie geschildert hergestellten) Seilbrücke von etwa 30 m Weite, bei etwa 1,5 m Seildurchhang, auf eine gleichförmig verteilt gedachte Gesamtlast von etwa 1400 kg. Das entspräche einer Belastung durch 20 bis 25 Personen oder von drei beladenen Maultieren mit ihren Treibern.

Es ist einzusehen, wie ungemein viel schwieriger es dem Naturmenschen fallen würde, an Stelle einer Hängebrücke eine gleich weite hölzerne Balken- oder Bogenbrücke herzustellen. Denn vergleichsweise wären dabei viel mehr und viel



Fig. 247. Brücke auf Java aus Bambusrohr und Kletterpalmsseilen hergestellt.

unhandlichere Stücke zu bewältigen. Außerdem aber würden einem Unkundigen fast unüberwindliche Schwierigkeiten erwachsen, um alle Hölzer in ihre richtige Lage zu bringen und das Ganze dauernd im *Gleichgewicht* zu halten. Dem Naturmenschen würden dazu die notwendigen *mechanischen* Hilfsmittel gänzlich fehlen. Solche brauchte er beim Herstellen der Seilbrücke nicht. Und wenn diese auch stark beweglich ist, so schafft sie sich doch ihr Gleichgewicht ohne jede menschliche Zutat immer wieder *selbsttätig*, während eine unsachgemäß aufgebaute Bogen- oder Balkenbrücke, bei zufälliger Verschiebung oder Lockerung einzelner Teile, leicht und plötzlich einstürzen kann. Die in der Fig. 247 dargestellte Naturbrücke in Java ist aus leichten Pflanzenteilen hergestellt, ihre *Bogengurtungen* sind aber nicht standfest und deshalb mit einem Balkenträger

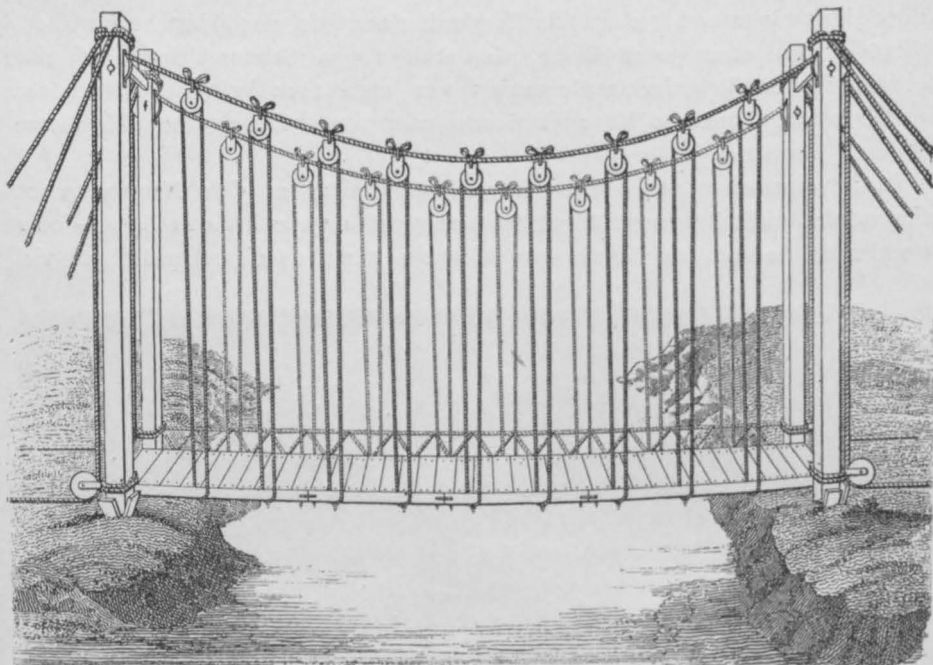


Fig. 248. Seilbrücke mit angehängter Bahn nach FAUSTUS VERANTIUS. 1617.

verbunden worden. Auch mußten noch seitliche Stützen des Bogens angebracht werden.

3. *Beispiele von alten Seilbrücken* sind in Ostindien, Tibet, Peru, Chile und andern Orten vorgefunden worden. Ihr hohes Alter steht außer Frage, und ihre Vorbilder dürften in der vorgeschichtlichen Zeit zu suchen sein. Die ersten Ab-

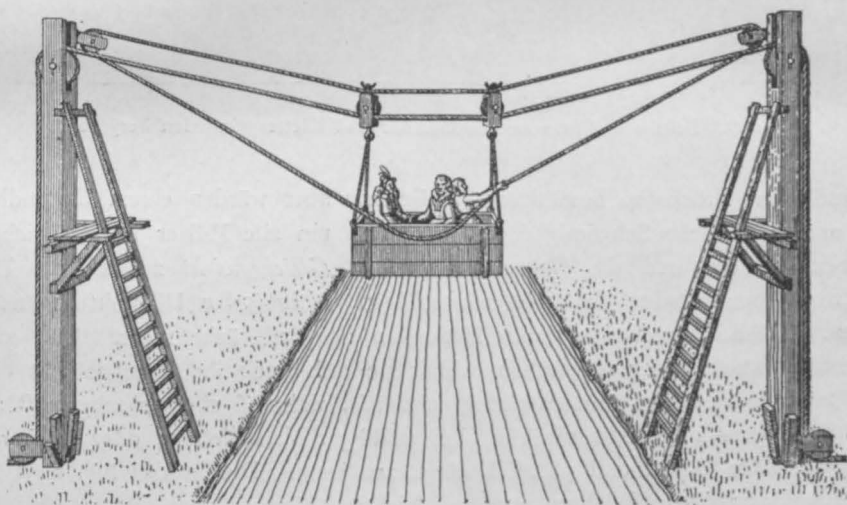


Fig. 249. Seilbrücke mit angehängtem Fahrkorb nach VERANTIUS.

bildungen von europäischen Seilbrücken bringt FAUSTUS VERANTIUS⁸⁹. In der Urschrift heißt es zu der Fig. 248: »Diese Brücke ist aus zwei oder mehr Schiffstauen gemacht, die an zwei Pfählen auf beiden Ufern angehängt sind. Damit sie aber gerade ausgespannt bleibe und von der Schwere der Darübergehenden nicht sich biege, kann man die Stricke, die an die Schiffstau geknüpft sind, nach Gefallen anziehen oder nachlassen. Die Brücke kann man zusammen legen und hin und her tragen, weshalb man sie sehr wohl im Felde gebrauchen kann.«

Eine andere Seilbrücke (nach VERANTIUS) zeigt die Fig. 249. Dazu sagt dieser: »An ein dickes Seil soll ein Trog oder Korb mit umlaufenden Rollen angehängt und daneben ein dünnes Seil gespannt werden, das, wenn es angezogen wird, diejenigen, welche sich in dem Korb befinden, ohne alle Gefahr hinüber bringen wird.«

Für Indien sind die *Bambusrohr*-Hängebrücken eigentümlich, deren Seile oder Kabel aus Rohrpflanzen gebildet werden. Fig. 250 veranschaulicht den mittlern Teil einer solchen (etwa 73 m weiten) Brücke über den *Runject*-Fluß bei Dorjiling im Himalaya. In einer ähnlichen Brücke bei Aligpore in Hindustan sind die Rohrpflanzen etwa 30 bis 70 m lang, bei 5 cm Dicke und jedes der beiden Brückenkabel besteht aus 18 solchen Rohren.

SCHRAMM⁸⁵ beschreibt die in Fig. 251 dargestellte Brücke über den *Apurimac* in Peru, einen Nebenfluß des Amazonenstromes. Sie besitzt Kabel, die aus der faserigen Wurzel der Agave- oder Magueypflanze gewunden wurden, ist etwa 45 m lang und liegt 36 m über dem Flusse: »Hier und da ist selbige mit Stangen durchstoßen, darüber nicht allein zu Fuß, sondern auch sogar mit beladenen Maultieren passieren zu können, wie wohl mit Furcht und Schrecken, da gegen der Mitten zu solche Brücke überaus schwanket, und man befürchten muß, daß selbige



Fig. 250. Bambushängebrücke über den Fluß Runject im Himalaya.



Fig. 251. Hängebrücke über den Apurimacfluß in Peru.

⁸⁹ Vgl. THEODOR BECK, Beiträge zur Geschichte des Maschinenbaues. Berlin. 1899. S. 525.

voneinandergehen möchte. Alles, was nur an Proviant von Lima nach Cusco und in Oberperu verführt wird, muß diese Brücke passieren, weil man sonst sechs bis sieben Tagereisen anderwärts hinüber zu kommen nötig hätte. Zur Unterhaltung derselben wurden für jedes Maultieres Last vier Realen gefordert, welches dem König von Spanien, über die zu derselben Unterhaltung etwa erforderlichen Unkosten, um ein nicht geringes überschreitet. Es sind auch die Untertanen verbunden, diese sowohl, als auch alle übrigen Brücken des Königreiches Peru alle

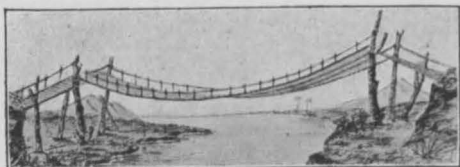


Fig. 252. Brücke von Penipé
(nach HUMBOLDT).

Brücke von Penipe. Sie besitzt wie die Apurimacbrücke Kabel, die bei etwa 10 cm Stärke aus Agavenwurzeln gebunden sind. Ihre Länge beträgt 40 m und ihre Breite etwa 2,5 m. Die Tragseile sind mit Bambusstäben belegt und an beiden Ufern an Baumstämmen befestigt.

Bemerkenswert ist auch noch eine andere peruanische Seilbrücke, die über den Vilcamayo bei Olantaytambo führt (Fig. 253). Sie stammt aus der Inkazeit

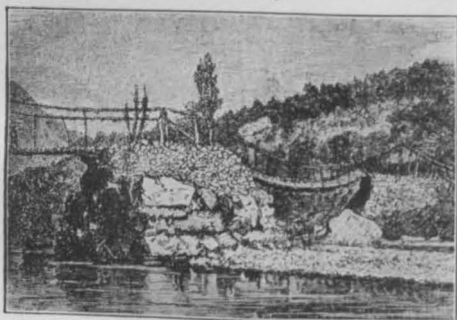


Fig. 253. Inkabrücke über den Vilcamayoßuß
in Peru.

sechs Monate zu reparieren oder vielmehr ganz neu zu fertigen, weil Schilf, Stroh und Baststücke von gar geringer Dauer sind.«

HUMBOLDT⁸⁵, der im Juni 1802 den Chambofluß in den Cordilleren überschritt, gibt die Abbildung einer Seilbrücke, die er dabei passieren mußte.

Das ist die in Fig. 252 widergegebene

und hat zwei Öffnungen von je etwa 12 m Weite, deren Kabel aus den Zweigen eines sehr zähen Holzes, »ioke« genannt, geflochten sind.

4. Sehr alt sind auch die im Kriege für das Bewerkstelligen von Stromübergängen benutzten Seilbrücken⁹⁰, deren Bahn unmittelbar auf den Hängeseilen lag. Solche Brücken wurden geschlagen: von den Schweizern für den Übergang von Artillerie bei Casale über den Po (1515); vom Admiral COLIGNY während der Belagerung von Poitiers über den Claim

(1559). Ferner wurden solche Brücken gebraucht im Feldzuge Heinrichs von Oranien gegen die Städte Gent und Brügge (1631), sowie auch im italienischen Feldzuge (1742). Nach 1792 verwendeten sie noch die Franzosen in Italien und Spanien und im Jahre 1810 schlug der Oberstleutnant STURGEON über eine eingestürzte Öffnung der Tajobrücke bei Alcantara eine solche Seilbrücke von etwa

⁹⁰ DOUGLAS, On military bridges. Vol. I. London. 1816. — BODSON DE NOIRFONTAINE, Mémoire sur les ponts de cordages. Annal. des ponts et chaussées. 1832. II. S. 363.

30 m Weite. Auch die »Pontes pensiles«, die PAPIRIUS MASSONUS erwähnt⁹¹, waren wahrscheinlich Seilbrücken.

51. Die Einführung von Eisenketten.

1. Es unterliegt wohl keinem Zweifel mehr, daß für Brücken die eisernen Ketten zuerst in China und Indien benutzt worden sind. Die älteste Nachricht darüber stammt vom Jesuitenpater ATHANASIUS KIRCHERIUS her, wie früher (9) ausführlich beschrieben worden ist. Danach soll der chinesische Kaiser MINGUS (um 65 n. Chr.) in der Provinz Junnan 20 eiserne Ketten über ein sehr tiefes Tal gespannt haben, um über einen dort mit großer Geschwindigkeit fließenden Strom einen Übergang zu schaffen. KIRCHERIUS gibt wohl eine Beschreibung, aber keine Abbildung des Überganges. SCHRAMM⁸⁵ gibt nach LEUPOLD⁸⁵ ein Bild der Brücke (Fig. 86, S. 54), wonach diese bei *Kingtung* gelegen haben soll. Weiteres darüber ist nicht bekannt.

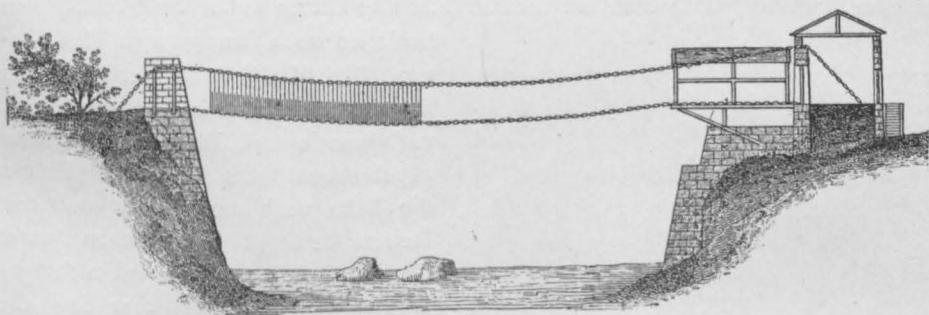


Fig. 254. Tschintschikabrücke in Tibet (nach NAVIER).

In späterer Zeit sind in China viele derartige Kettenbrücken erbaut worden. NAVIER gibt davon einige kurze Beschreibungen. Nach ihm enthält ein Werk von DURAND⁹² auch Abbildungen solcher Brücken.

Die ersten Nachrichten über tibetanische Kettenbrücken rühren wohl von TURNER und RENNEL⁸⁵ her. BERGHAUS⁹³ beschreibt zwei solche Brücken. Die Brücke Seloschasum bei dem Schlosse Dürbi im Kreis Paro besitzt danach zwei etwa 22 m lange Ketten, die 1,25 m voneinander entfernt, über hohe an den Ufern erbaute Pfeiler und zum Rückhalt an großen Felsblöcken befestigt sind. Etwa 23 cm breite Bretter hängen der Länge nach etwa 1,25 m tief unter den Ketten, an denen sie mit Hilfe von Lianenseilen — die alle Jahre erneuert werden — aufgehängt sind. Die zweite Brücke führt über den Tschintschika in Butan, in der Nähe von Mürischom. Ihre aus Bambusrohr gebildete Bahn ist 1,9 m breit, liegt 9,5 m über dem Flusse und wird von fünf etwa 45 m langen Ketten getragen, die an zwei gemauerten Pfeilern ihren Rückhalt finden (Fig. 254). Die Brücke gilt bei den Eingeborenen als ein Wunder, weshalb sie den Bau als

⁹¹ PAPIRIUS MASSONUS, *Descriptio fluminum Galliae, quae Francia est*. Parisiis. 1678.

⁹² DURAND, *Parallèle des édifices*. Planche 23. Paris. 1801.

⁹³ *Baudenkmäler aller Völker der Erde*. Brüssel. 1848—49. I. Band.

das Werk eines übernatürlichen Wesens betrachten, dem sie den Namen Dewtatschuptschuh gegeben haben.

2. In Europa finden wir die erste Nachricht von der Benutzung eiserner Ketten im Brückenbau bei FAUSTUS VERANTIUS⁹⁴, dessen in lateinischer, französischer, italienischer, spanischer und deutscher Sprache veröffentlichtes (unten angegebenes) Werk wahrscheinlich 1617 erschienen ist. Näheres darüber wurde bereits (unter 9) gesagt. Die von VERANTIUS gezeichnete Hängebrücke (Fig. 85, S. 53) besaß aber Ketten, unter denen die Bahn in wagerechter Lage aufgehängt war, so wie es bei den oben beschriebenen indisch-chinesischen Bauten auch schon der Fall war. Ob LIONARDO DA VINCI (1452—1519), der besonders auch im Bau von Kriegs- und Festungsbrücken tätig gewesen ist, bereits eiserne Kettenbrücken verwendete, ist bislang nicht aufgedeckt worden.

Die erste Nachricht über die Verwendung der Kettenbrücken im Kriege findet sich in SCHRAMM⁸⁵. Danach hat die kursächsische Armee auf ihrem Marsche von

Schlesien nach Danzig (1734) bei Glyniz über die Oder in der Zeit einer Stunde eine Kettenbrücke geschlagen und diese in noch kürzerer Zeit wieder abgebrochen. Ob bei dieser Brücke die Bahn noch unmittelbar auf den Ketten befestigt oder schon unter diesen angehängt war, wird nicht gesagt. Wahrscheinlich aber lag die Bahn noch oben auf den Ketten, wie dies auch bei der ersten englischen Kettenbrücke⁹⁵ noch der Fall war, die 1741 für Bergwerkszwecke über den

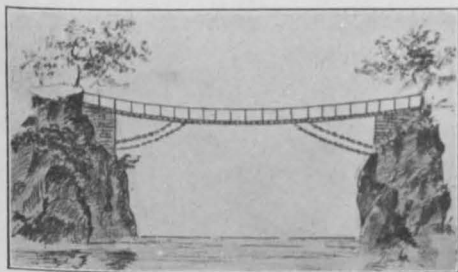


Fig 255. Erste eiserne Hängebrücke in Europa, über den Teesfluß in England. 1741.

Teesfluß, der die Grafschaften Durham und York schneidet, erbaut worden ist (Fig. 255). Die Brücke verband zwei Felsen miteinander, in einer Gegend, die durch ihren Reichtum an Wasserfällen, Felspartien und Höhlen berühmt ist. Sie war bei etwa 20 m Weite nur 63 cm breit und diente nur für Fußgänger. Um ihre Seitenschwankungen in mäßigen Grenzen zu halten, war sie unterhalb ihrer Bahn durch eiserne Ketten mit den beiderseitigen Felsenufern verankert. Trotzdem sagt HUTCHINSON »wagten sich wenig Fremde auf die enge, unaufhörlich schwankende Bahn«. STEVENSON gibt an, daß die Erbauung des Kettensteges sehr wahrscheinlich bis zum Jahre 1741 zurückreicht.

3. Man erkennt aus den bisherigen Darlegungen den Vorsprung, den die orientalischen Völker, wie in Künsten, Gewerben und in der Technik, so auch bei der Verwendung des Eisens für Wegeübergänge viele Jahrhunderte lang Europa

⁹⁴ FAUSTI VERANTII Siceni machinae novae. 1625. — Auch THEODOR BECK, Beiträge zur Geschichte des Maschinenbaues. 1899.

⁹⁵ HUTCHINSON, Antiquities of Durham. Carlisle. 1794. — ROBERT STEVENSON, An account of suspension bridges. Edinburgh philosophical Journal. Vol. VI. No. X. 1822. Deutsch in den Verh. des Ver. für Beförderung des Gewerbefleißes in Preußen. 1822.

gegenüber gewonnen hatten. Der Verlauf der weiteren Entwicklung zeigt aber auch, wie die Asiaten trotz ihrer von Alters her bewiesenen Findigkeit, wegen ihres mangelnden Verständnisses für die Bedeutung der Wissenschaften, in technischen Dingen bis heute noch so ziemlich dort stehen geblieben sind, wo Europäer und Amerikaner auf der Schwelle des 18. und 19. Jahrhunderts angefangen haben.

Nach NAVIER⁹⁶ hat der französische Ingenieur BÉLU (1807) für die Überbrückung des Rheins zwischen den damaligen Festungen Wesel und Buderich den Entwurf einer Kettenbrücke von 250 m Weite ausgearbeitet. Darin hatte er ein aus Längs- und Querketten gebildetes eisernes Netz vorgesehen, über welchem die Bahn lag. Um deren Steigungen nicht zu groß zu erhalten, nahm er nur eine sehr kleine Kettenpfeilhöhe von 8 m an. Dadurch erhielt er aber so außerordentlich hohe Kettenspannungen und Bogenkräfte an den (aus Mauerwerk gedachten) Wider-

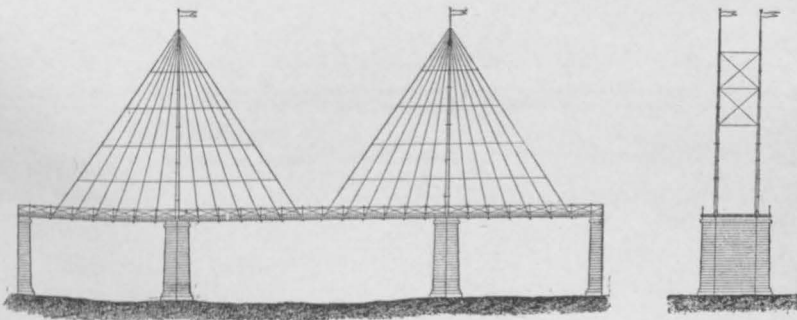


Fig. 256. Bauart POYET (nach NAVIER). 1821.

lagern, daß die Ausführung des Entwurfes allseitig starkem Bedenken begegnete. Eine ähnliche Idee, wie die von BÉLU, enthielt die Patentschrift des englischen Ingenieurs JOHN PALMER⁹⁷ (vom 26. Juni 1807).

Erwähnenswert sind (an dieser Stelle) auch die Entwürfe des französischen Architekten POYET (1821), in denen (nach NAVIER⁹⁶) hölzerne Brückenbahnen mit Hilfe gerader Eisenstäbe von hohen, an den Widerlagern aufgerichteten Mastbäumen getragen werden. Für eine Öffnung von nur 20 m Weite (Fig. 256) wollte POYET allerdings 26 m hohe Masten verwenden. Deshalb ist es wohl zu verstehen, warum seine Vorschläge überall zurückgewiesen wurden, obwohl deren Idee eine gesunde war und später zuerst in England und dann in Amerika oft mit Nutzen verwendet worden ist.

52. Die ersten Hängebrücken mit an Tragstangen aufgehängter Bahn (1796—1816).

1. Die ersten sachgemäß ausgebildeten Hängebrücken entstanden in Nordamerika. Anfangs waren die Hängegurte (Hängebogen) aus Ketten gebildet, später traten an

⁹⁶ NAVIER, Rapport à Mr. Becquey et mémoire sur les ponts suspendus. 1823.

⁹⁷ Repertory of arts and manufactures. Vol. XI. 2d. Series. 1807.

deren Stelle *Drahtseile*. Die amerikanischen Neuerungen wurden dann sehr bald auf europäischen Boden verpflanzt und dort in manchen Einzelheiten vervollkommt. Später haben die europäischen Verbesserungen wieder auf Amerika zurück gewirkt, und heute steht Nordamerika unbestritten als dasjenige Land da, das die meisten weit gespannten und dabei bestausgebildeten Hängebrücken der Welt besitzt. Hauptsächlich sind das Brücken mit aus Draht hergestellten Hängegurten, den sog. *Kabeln*.

Zwischen dem Bau der ersten amerikanischen Kettenbrücke und den neuesten weitgespannten Kabelbrücken liegt ungefähr ein Jahrhundert. Im Jahre 1796 baute JAMES FINLEY über die Jakobsbucht auf dem Wege von Uniontown nach Greenburgh in Pennsylvanien eine Kettenbrücke von etwa 22 m Weite⁹⁸. Erst im Jahre 1801 erhielt er ein Patent auf seine Erfindung⁸⁶, worin diese etwa wie

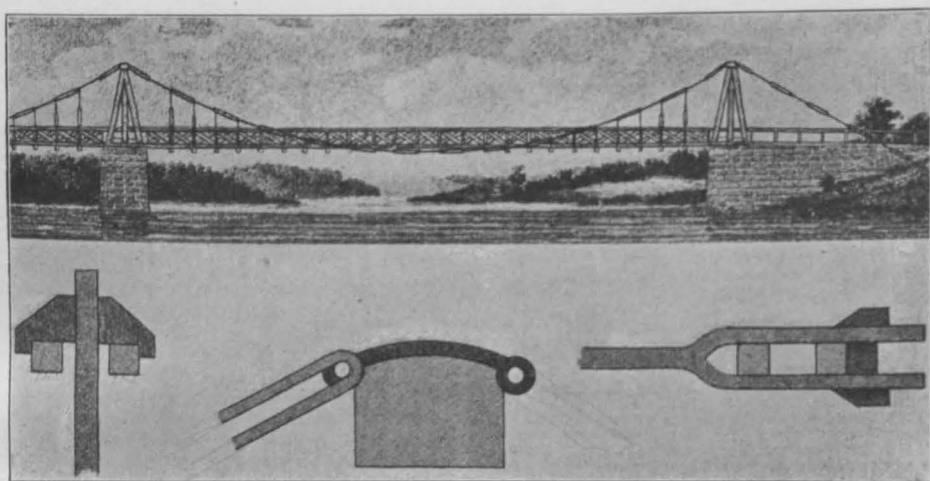


Fig. 257. Bauart einer Kettenbrücke nach JOHN FINLEY. 1801—1808.

folgt beschrieben wird: »Die Brücke wird allein von zwei Eisenketten getragen, je eine auf jeder Seite, deren Enden im Erdboden wohl versichert sind. Die Ketten führen über ausreichend hohe Stützpfeiler (Pilonen), von denen je einer auf jeder Widerlagsseite errichtet ist, und bilden eine krumme Linie derart, daß die beiden mittlern Balken des untern Bahnträgergurtes auf den Ketten ruhen (Fig. 257). Die andern Untergurtbalken sind an den Ketten mit Hilfe von verschiedenen langen Hängeeisen befestigt. Damit eine Kette ebensoviel tragen kann, wie sie tragen könnte, wenn sie aufgehängt und an ihren Pfeilerenden belastet wäre, müssen die Stützpfeiler hoch genug sein, damit der Pfeil der Kettenlinie ein Siebentel von deren Spannweite ausmacht. Von den Pfeilerenden verläuft eine Kette nach beiden Seiten hin in gleich geneigter Richtung, bis sie den Boden einer Widerlagsausgrabung erreicht, worin eine ausreichende Masse von Steinen oder

⁹⁸ THOMAS POPE, Treatise on bridge architecture. New York. 1811.

andern Stoffen Platz hat, deren Gesamtgewicht genügt, um dem Gewicht der Brücke und ihrer Lasten das Gleichgewicht zu halten. Wenn auf jeder Seite nur eine Kette vorhanden ist, darf sie an ihren Enden in vier Zweige geteilt werden. Diese werden mit Steinen verankert, die platt auf dem Boden der Widerlagsgrube liegen, und mit andern Steinplatten derart überdeckt und verbunden, daß das Ganze ein einziges starres Stück bildet. Es sind besondere Teile erforderlich, um den Obergurt der Bahnträger zu versteifen, sie sollen von einem Ende der Brücke bis zum andern *durchgehen* und aus mehreren untereinander verbundenen Stücken bestehen, deren Enden auf den verschiedenen Querbalken des Untergurtes ruhen. Auf ihnen liegen die Brückenbahnbohlen. Man wird es vielleicht ratsam finden, den Ketten eben so lange Glieder zu geben, wie die lichten Abstände zwischen den Querbalken dies zulassen. Ein Teil der Hängestangen faßt zwischen die *breit* (wagerecht) liegenden Kettenglieder hindurch und umfaßt je einen der über diese Glieder gestülpten Sattel (Reiter). Die andern

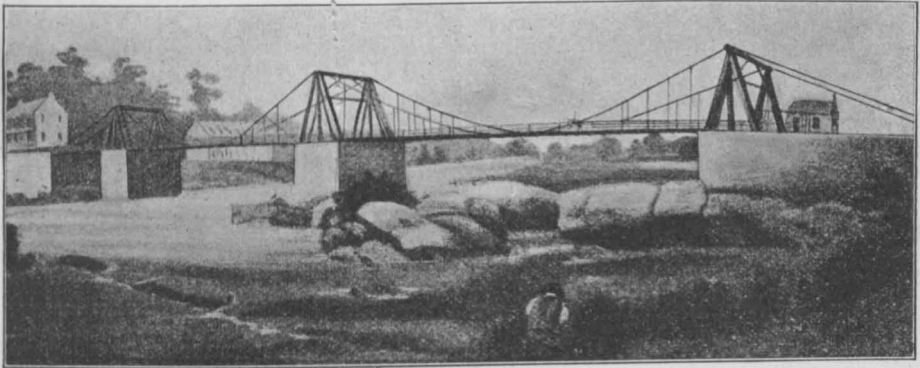


Fig. 258. Kettenbrücke über die Schuylkillfälle bei Philadelphia. 1808—1809.

Hängestangen umfassen die hochkant stehenden Kettenglieder gabelartig und sind durch je einen durch die Gabel gesteckten Querriegel festgemacht.⁹⁹

Fig. 257 gibt das Bild einer größeren Finley-Kettenbrücke, nämlich den nicht zur Ausführung gekommenen Entwurf einer etwa 326 m langen Brücke über den Susquehannafluß, mit einer Mittelöffnung von etwa 274 m Weite⁹⁹.

2. Nach CORDIER¹⁰⁰ sind in Amerika bis zum Jahre 1808 bereits etwa 40 Brücken nach dem Finleypatent erbaut worden. POPE⁹⁸ spricht von acht solchen Brücken, die bis 1801 errichtet wurden. Die bedeutendste darunter war die 1808 bis 1809 erbaute Kettenbrücke über den Schuylkillfall bei Philadelphia (Fig. 258). Sie besaß zwei Mittelpfeiler und zwei Endpfeiler und jede der beiden Hauptöffnungen war 47 m weit. Zwei Ketten, aus 3,8 cm starken Quadrateisen gebildet, trugen ihre Bahn. Aber bereits im Jahre 1811 stürzte die Brücke ein,

⁹⁹ A Note on early american suspensionbridges. Engineering News. 1905. März 16. S. 269.

¹⁰⁰ CORDIER, Histoire de la navigation intérieure et particulièrement de celle d'Angleterre jusqu'en 1803, traduit de l'ouvrage anglais de Philipps. 2 Bände. Paris. 1819—1820.

als eine starke Viehherde sie passierte, wurde dann bald wieder aufgebaut, brach jedoch 1816 abermals zusammen, als sich auf ihr zufällig große Massen von Schnee und Eis angesammelt hatten. Die Ursachen des Zusammensturzes lagen zweifellos nicht an der Mangelhaftigkeit der Finley-Bauart, sondern an nachlässiger Herstellung einzelner Verbindungsteile. FINLEY hatte ja in seiner Patentschrift deutlich darauf hingewiesen, wie notwendig es sei, das *Ganze* der Kettenverankerungen wie aus einem ungeteilten Stücke herzustellen, namentlich betonte er auch die Notwendigkeit des *ununterbrochenen* Durchführens aller Gurthölzer der Bahn, sowie entsprechend starker Querverbindungen.

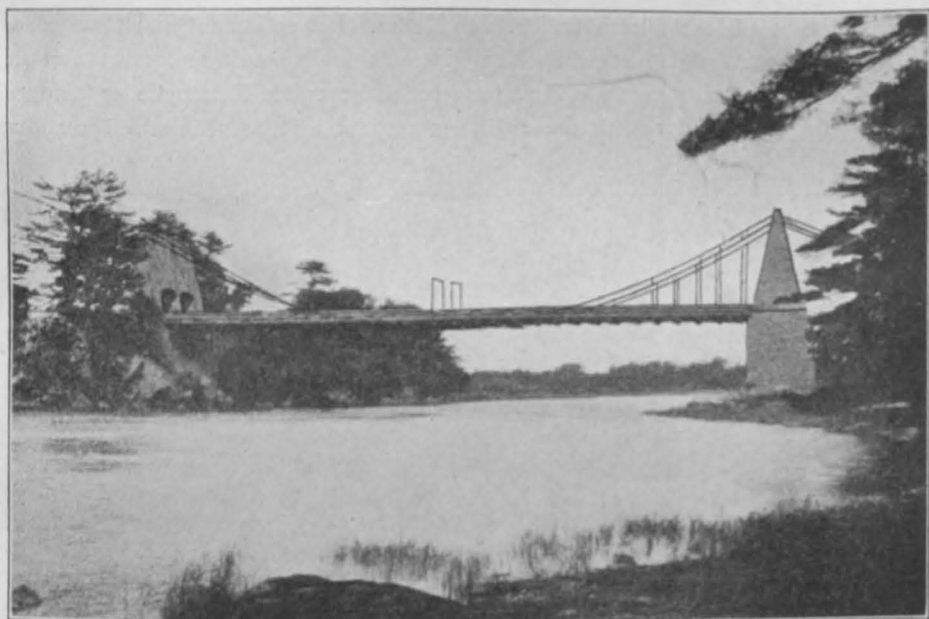


Fig. 259. Eiserne Kettenbrücke über den Merrimacfluß bei Newburyport. MASS. 1809.

An Stelle der niedergebrochenen Kettenbrücke bauten die Ingenieure WHITE und HAZARD (1816) einen *Draht-Hängesteg* von 124 m Spannweite und 5,5 m Breite, dessen Kabel aus je sechs Drähten von etwa 9 mm Durchmesser zusammengelegt war¹⁰¹. Als dieser seinen vorübergehenden Zweck erfüllt hatte, wurde am selben Platze 1817 von LOUIS WERNWAG eine feste Holzbrücke errichtet.

Die bedeutendste Kettenbrücke nach der Finleyart, mit einer Hauptweite von etwa 62 m, wurde (1809) über den Merrimac geführt, in der Nähe von Newburyport in Massachusetts. Ihr Entwurf stammte von JOHN TEMPLEMAN, und sie steht heute noch wohl erhalten im Betriebe⁸⁸. Die Fig. 259 u. 260 geben ein Bild ihrer heutigen Gestalt. Sie besitzt 13 m breite und ebenso hohe massive Türme auf den Widerlagern und trägt zwei Straßen von je 4,5 m Breite. Ihre wahrscheinlich von einem Dorfschmiede hergestellten Ketten haben 61 cm lange, aus 2,5 cm

¹⁰¹ Bulletin de la Société d'encouragement. 1816.

starkem Vierkanteisen hergestellte Glieder. Im ganzen sind zwölf Ketten vorhanden, drei auf jeder Seite der Bahnen und sechs in der Mitte (Fig. 260). Die Geländer sind schwer und »tragen sehr zur Steifigkeit der Bahn« bei, so daß »Bewegungen wenig zu verspüren sind, ganz gleich mit welcher Geschwindigkeit Pferde oder Wagen die Bahn überschreiten«.

CORDIER erwähnt noch eine andere Brücke nach der Finleyart, die 1815 über den Lehighfluß bei Northampton in Pennsylvanien erbaut worden ist. Sie war die erste Kettenbrücke mit zwei Hauptöffnungen (48 m) und zwei Nebenöffnungen (24 m). Ihre aus etwa 3,6 cm starken Vierkanteisen gefertigten Ketten trugen zwei Straßen und zwei Fußwege.



Fig. 260. Vorderansicht der Newburyportbrücke.

53. Die ältesten Kettenbrücken Englands (1814—1818).

1. Dem englischen Ingenieur SAMUEL BROWN¹⁰² gebührt das Verdienst, an Stelle der ersten aus Vierkant- oder Rundeisen geschmiedeten Giederketten, solche aus hochkant stehenden, durch Bolzen verbundenen *Flacheisengliedern* eingeführt zu haben. Derart hergestellte Flacheisenketten verwendete er zum ersten Male (1814) auf seiner Kettenschmiede Mill-Wall in London für den Bau eines Fußgängersteges von 32 m Weite. Aber erst später (1818) erhielt er ein Patent¹⁰³, dessen Anspruch er auf seine von 1808 ab gemachten Versuche und besonders auch auf den eben erwähnten Brückenbau stützte. Seine Erfindung enthielt insofern Neues, als er die gewöhnlichen Gliederketten und Drähte durch einfache,

¹⁰² Edinburgh philosophical Journal. Vol. XIV. 1826.

¹⁰³ Verhandl. des Ver. für die Beförd. des Gewerbefleißes in Preußen. 1822. Vgl. auch DREWRY, Anmerk. 86.

gerade Flachstäbe oder Rundstäbe ersetzte, die mit Hilfe von Kuppelstücken und *Bolzen* (oder durch Schweißen) oder auch auf irgend eine andere Weise derart verbunden werden sollten, daß sie zusammen eine lange Kette bildeten (Fig. 261). Gegenüber einem seit 1805 bereits bestehenden Patente des WILLIAM HAWKS¹⁰⁴ auf dergleichen Flacheisenketten für Bergwerkszwecke hebt BROWN einerseits die größere Stärke seiner Flachstäbe, im Vergleich zu den durch das Umbiegen in Ringform geschwächten gewöhnlichen Kettengliedern, hervor und anderseits im Vergleich mit Draht die dem Rosten ausgesetzte geringere Fläche. Er fügt auch eine Zeichnung bei für eine Brücke von 305 m Weite, *bei ein Fünfundzwanzigstel Pfeilhöhe*, mit 9 m breiter Bahn und 16 Ketten, die aus Flacheisen von 15 cm Breite und 5 cm Stärke gebildet werden sollten.

2. In der Zeitspanne von der erstmaligen Anwendung der Erfindung BROWNS (1814) bis zur Patenterteilung (1818) traten Pläne von Brückenbauten an die Öffentlichkeit, deren Bedeutung alles bisher dagewesene weit übertraf. Die Fragen über ihre Möglichkeit und zweckmäßigste Ausgestaltung hielten damals die gesamte technische Welt Englands in Bewegung. Das war in erster Linie die Frage der Überbrückung der Menaistraße zwischen England und Irland im Zuge des Verkehrsweges von London nach Dublin, die bereits Ende des 18. Jahrhunderts in Fluß gekommen war, und anderseits die Frage der Überbrückung des Merseyflusses bei Runcorn, in der Nähe von Liverpool, in der Kunststraße von Runcorn nach Liverpool. So schwierige und großzügige Verhältnisse, wie bei diesen beiden Übergängen, waren im englischen Brückenbau noch nicht vorgekommen. Nach dem Muster der Brücke von Coalbrookdale (Fig. 87, S. 56) waren zwar schon mehrere kleinere *gußeiserne Bogenbrücken* gebaut (60), aber alle Pläne für solche Brücken von bedeutender Weite waren als zu wenig erprobt abgelehnt worden. So z. B. 1799 der Entwurf von TELFORD als Ersatz für die alte steinerne Londonbrücke (Fig. 239, S. 217). Später auch die von RENNIE (1801—1810) und von TELFORD (1810) für die Überbrückung der Menaistraße zwischen der Insel Anglesea und der Provinz Wales vorgelegten Entwürfe. RENNIE legte die Pläne von mehreren gußeisernen Bogenbrücken vor, mit Spannweiten bis zu 137 m (Fig. 239). TELFORD schlug (1811) eine gußeiserne Brücke vor mit einer Öffnung von 152 m Weite und 30 m Höhe über dem höchsten Wasser (Fig. 240). Obwohl der Parlamentsausschuß TELFORDS Pläne zur Ausführung empfahl, so ruhten diese doch bis zum Jahre 1818. Der wiederholte Einsturz von einigen der bereits bestehenden gußeisernen Brücken hatte die maßgebenden Kreise (Fig. 241) gegen die Verwendung von Gußeisen abgeneigt gemacht. So kam es, daß inzwischen TELFORD Muße gewann (1814—1818), sich mit dem Entwürfe einer Kettenbrücke für den Merseyübergang bei Runcorn zu beschäftigen, zu dessen Gunsten dann (1818) die berühmtesten Ingenieure der damaligen Zeit — wie DONKIN, CHAPMAN, RENNIE, BARLOW und BRUNTON — sich aussprachen¹⁰⁵.

¹⁰⁴ Repert. of arts and manufactures. Vol. VII. 2d. Series. 1805.

¹⁰⁵ SMILES, The Life of THOMAS TELFORD. London. 1838. — Jahrbücher des poly. Instituts in Wien. V. Band. Wien. 1824. — Verhandl. des Gewerbe-Ver. für Preußen. 1822. S. 115. — NAVIER, Anmerk. 96.

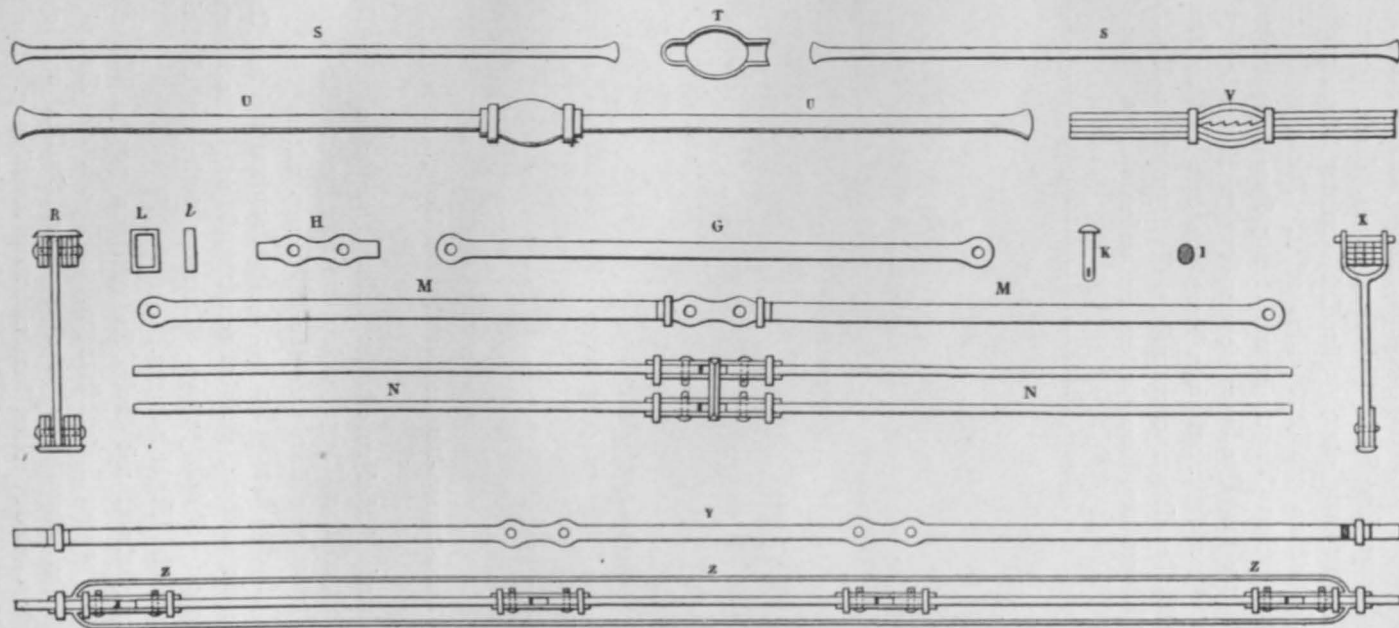


Fig. 261. Einzelheiten des Patentes von SAMUEL BROWN. 1818. Nach NAVIER⁹⁶.

G Kettenglied mit einem Bolzenauge an jedem Ende. — *H* Kleinere Kuppelglieder. — *K* Bolzen mit Vorstecksplint. — *I* Bolzenquerschnitt (oval). — *L* u. *I* Umlegering (vgl. *M* u. *N*). — *MM* Zwei gekuppelte Hauptkettenglieder. — *NN* Desgleichen. — *R* Hängestangen, greifen über die Kettenstäbe und tragen die Fahrbahn. — *SS* Besondere Art der Verbindung von Kettenstäben mit Hilfe von Hohlmuffen. — *T* Inneres einer Hohlmuffe. — *UU* Verbindung von *S* und *T*. — *V* Dritte Art der Verbindung von neben- oder aufeinander gelegten Stäben mit Hilfe von Verzahnungen. — *X* Verbindung von 16 Stäben mit Gabelende der Hängestange (vgl. *R*). — *YZ* Ansicht und Grundriß einer Hilfsvorrichtung zum Ausheben beschädigter Kettenstäbe, bestehend aus zwei zu einem Ringe zusammenzusetzenden Stäben.

3. TELFORD griff bei seinem Entwurfe wieder auf die Idee des ungeteilten Seiles zurück. Er wollte nicht, wie FINLEY, gewöhnliche gegliederte Ketten verwenden, sondern er dachte an ihre Stelle Kabel zu setzen, deren Querschnitt aber nicht aus Drähten, sondern aus einer großen Zahl von der Länge nach aneinander geschweißten Eisenstäben gebildet werden sollte. Zuerst wollte er so aus 36 Stäben einen quadratischen Querschnitt von etwa 7,6 cm Seite herstellen. Dann sollten auf die Seiten des Quadrates segmentförmige Eisenstäbe gelegt werden, wodurch der Kabelquerschnitt auf einen Kreis von etwa 10,8 cm Durchmesser gebracht würde. Mit dem Innenquadrat sollten die Segmente in Abständen von etwa 1,5 m durch Umlegen von Eisenbändern verbunden werden. Um der-



Fig. 262. Die Widnes-Runcorn-Brückenfahre über den Mersey. 1905.

art ein ungeteilt durchgehendes Kabel zu erhalten, sollten (wie schon gesagt) alle Einzelstäbe des Querschnittes ihrer Länge nach aneinander geschweißt werden. Als Schutz gegen die Witterungseinflüsse war eine Hülle von mit in Wachs getränktem Flanell und schließliches Umwinden mit 2,5 mm starkem weichen Draht gedacht. TELFORD wollte ein solches Kabel bei seiner größt möglichen Belastung mit der Hälfte seiner Zugfestigkeit beanspruchen. CHAPMAN wollte nur ein Drittel bis ein Viertel, RENNIE nur ein Viertel zulassen.

Die so gedachte Merseybrücke, mit drei Öffnungen von 305 m Weite der Mittelöffnung und halb so weiten Seitenöffnungen, sowie mit ein Zwanzigstel Pfeilhöhe der Eisenkabel, an denen eine Bahn für zwei Straßen und einen mittleren Fußweg aufgehängt werden sollte, kam nicht zur Ausführung. Ihre auf 1300000 bis 1700000 Mark veranschlagten Gesamtkosten erschienen sehr hoch,

besonders auch angesichts der immerhin doch recht unvollkommenen Kabelausbildung. TELFORDS Plan gab aber einerseits den Anstoß zur Verwirklichung mehrerer anderer großartiger Kettenbrücken und andererseits auch zu erneuten ausgedehnten Versuchen über die Festigkeit des Puddel- oder Schweißeisens (10), von denen weiterhin noch die Rede sein wird.

Bis auf den heutigen Tag hat der Mersey bei Runcorn noch keinen festen Brückenübergang erhalten. Man hat dort aber in neuerer Zeit (1905) eine *Brückenfähre* gebaut, deren Bahn, wie die Fig. 262 veranschaulicht, nach Art einer Hängebrücke an Kabeln aufgehängt ist. Man vergleiche dagegen die gestützte Bahn der *Duluthfähre* in Fig. 7 u. 8, S. 4 u. 5.

4. In der schon erwähnten Zeitspanne von 1814 bis 1818 kamen auch einige kleinere Ketten- und Drahtbrücken zur Ausführung, die Neues brachten. Zuerst sei genannt eine kleine Fußgängerbrücke von 34 m Weite, die (1816) von RICHARD LEES, dem Besitzer einer an den Ufern des Galafusses belegenen Tuchfabrik, erbaut wurde. Sie besaß aus Eisendraht gefertigte Ketten, über deren Einzelheiten Genaueres nicht bekannt geworden ist. Die 1817 von REDPATH und

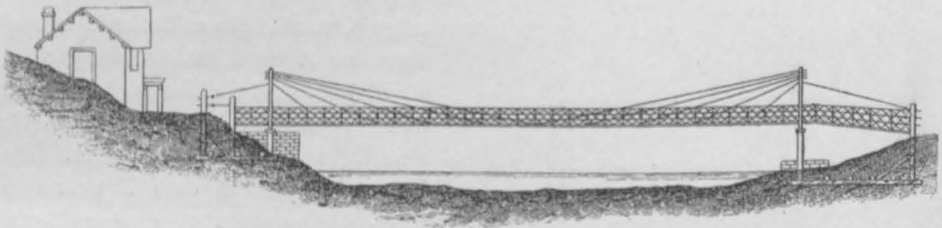


Fig. 263. Kings-Meadow-Brücke (nach NAVIER). 1871.

SAMUEL BROWN aus Edinburgh erbaute Kings-Meadow-Brücke über den Tees, in der Nähe von Peebles hatte ebenfalls aus Draht gefertigte Ketten erhalten (Fig. 263). Sie war 33,5 m lang und 1,22 m breit. Ihre aus Eisenträgern gebildete, mit Holzbohlen belegte Bahn wurde aber nicht in gewöhnlicher Weise von in Gestalt der Seillinie aufgehängten Ketten getragen, sondern von mehreren, auf beiden Widerlagerseiten symmetrisch angeordneten, sog. *geraden Schrägbändern*, die von der Krone je eines, über den Widerlagern errichteten gußeisernen Stützpfeilers strahlenartig ausliefen. Die Tragbänder waren aus 7,6 mm dickem Draht, die Rückhaltbänder dagegen aus 1,9 cm starkem Rundeisen gefertigt.

Die Anwendung gerader und schräg gerichteter Tragstäbe war damals nicht mehr neu, sie reicht sogar weit bis in das 18. Jahrhundert zurück: Schon 1784 erschien eine Schrift von IMMANUEL LÖSCHER in Freiberg, worin vorgeschlagen wird, auf beiden Ufern hohe Pfeiler zu errichten und durch Schrägbänder an deren Krone eine Brückenbahn aufzuhängen. LÖSCHER gibt dabei auch Zeichnungen einer solchen hölzernen Hängebrücke von 32 m Weite¹⁰⁶. Die Vorschläge des französischen

¹⁰⁶ C. I. LÖSCHER, Angabe einer ganz besondern Hängewerksbrücke, die mit wenigem und schwachem Holze, ohne im Bogen geschlossen, sehr weit über einen Fluß kann gespannt werden, die größten Lasten trägt und vor den stärksten Eisfahrten sicher ist. Leipzig. 1784.

Ingenieurs POYET (1787), von denen bereits (51) die Rede war, beruhten im wesentlichen auf dem Grundgedanken LÖSCHERS. POYET hat (1819) ein Patent auf seine Erfindung in Preußen beantragt. Sein Verfahren wurde aber von der Ober-Baudeputation ebenso ungünstig beurteilt, wie dies früher schon von seiner heimatlichen Behörde, dem Conseil des ponts et chaussées in Paris, geschehen war¹⁰⁷. An dieser Stelle soll auch schon darauf hingewiesen werden, wie die Verwendung von geraden Schrägbändern, die im weiteren Verlaufe der Entwicklung der Hängebrücken immer wieder versucht wurde, *niemals von Erfolg begleitet worden ist, auch dann nicht, wenn die Schrägstäbe im Zusammenhange mit Tragketten arbeiteten, deren Gleichgewichtsgestalt eine Seillinie bildete*. Darüber ist weiterhin (unter 82) nachzulesen.

5. An dieser Stelle ist noch einer Erfindung des Ingenieurs ROBERT STEVENSON¹⁰⁸ zu gedenken, die aber, soweit bekannt, in England nicht verwertet worden

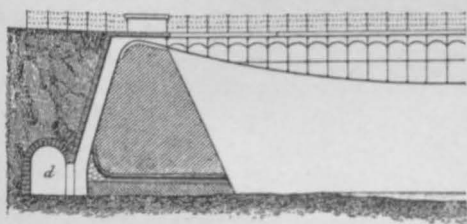


Fig. 264. Kettenbrücke nach ROBERT STEVENSON (1821).

ist, wohl aber später in der Schweiz und in Österreich (84). Sie betrifft die *Anwendung des Hängebogens bei oben liegender Bahn* (Fig. 264). Eine derartige Kettenbrücke sollte bei Cramond über den Almondfluß auf der großen nördlichen Straße zwischen Edinburgh und Queensferry gebaut werden für eine Stützweite von etwa 46 m. Die Ketten wurden in dem Entwurfe in ihren Stützpunkten über einen Sattel

der Widerlager in einen schräg nach unten laufenden Mauerschacht geführt und dort verankert. STEVENSON sagt: »Die beiden Enden der Ketten laufen in große Bolzen aus, die mit kegelförmig gebildeten Köpfen versehen sind, deren Befestigung in gußeisernen, vom Mauerwerk umschlossenen Röhren erfolgt.« Auch bemerkt er noch hinsichtlich der Zugänglichkeit und Möglichkeit der Erneuerung der Ketten: »Ein gewölbter Gang zu jeder Seite gestattet zu diesem Teile der Ketten zu gelangen. Die einfache und sichere Befestigungsart der Ketten erlaubt zugleich das Herausnehmen und Wiedereinsetzen jeder einzelnen Kette ohne Störung der übrigen Brückenteile«.

54. Die Kettenbrücke über den Tweed bei Dryburgh-Abbey (1817 bis 1818).

Die beim Bau der *Fußgängerbrücke über den Tweed bei Dryburgh-Abbey* (1817—1818) von ihren Erbauern (den Gebrüdern JOHN und WILLIAM SMITH) gemachten Erfahrungen bestätigten die oben erwähnten großen Mängel der allein mit Schrägbändern ausgetüschten Hängebrücken. Die 1817 gebaute Brücke hatte 79 m Weite und 1,22 m Breite. Sie stürzte bereits nach sechs Monaten wieder ein, weil sie weder gegen wagerechte noch gegen

¹⁰⁷ Verhandl. des Vereins für Beförd. des Gewerbestreßes in Preußen. 1826. S. 65.

¹⁰⁸ ROBERT STEVENSON, Beschreibung der Hängebrücken. Verh. des Vereins z. Bef. des Gewerbestreßes in Preußen. 1. Jahrgang. 1822. S. 115.

lotrechte Schwankungen genügend gesichert war. Außerdem war das schwache Rundeisen der Ketten in jedem Gliede *nur umgebogen* und mit einem Aufsteckringe versehen (Fig. 265 bei *b*), also nicht geschweißt. Der Hauptfehler des Bauwerkes bestand aber in der alleinigen Anordnung von Schrägbändern zum Tragen der Bahn. Weil nämlich alle Schrägbänder von sehr verschiedener Länge waren, so mußten ihre elastischen Längenänderungen, sowohl infolge der Verkehrslasten als auch des Luftwärmewechsels, sehr verschieden ausfallen. Dieser Umstand verhinderte ein Ebenbleiben der wagerecht angelegten Bahn. Es war zwar jedes Schrägband, um seine Länge nach Belieben regeln zu können, mit einem Schraubenschlosse versehen. Dessen Gebrauch erforderte aber große Vorsicht, um nicht durch *Überschrauben* die Sicherheit des Schrägbandes zu beeinträchtigen.

Die Erbauer machten dann noch folgende Erfahrungen: Die elastischen Längenänderungen der Kettenbänder nahmen in gefährlichem Grade zu, wenn etwa drei oder vier Personen sich damit vergnügten, die Brücke in lotrechte Schwingungen zu versetzen. Dabei brach einmal eines der längsten Schrägbänder dicht an seinem Aufhängepunkte. Ein anderes Mal zerriß bei starkem Sturme eine der unter den Bahnträgern wagerecht und quer ausgespannten Ketten. Später — im Januar 1818 — bei abermaligem starken Winde rissen die längsten Schrägbänder, so daß die Bahn und damit auch der Gesamtbau zusammen brach. Zeugen dieses Ereignisses sagten übereinstimmend aus, daß vor dem Einsturze die lotrechte und wagerechte Verschiebung der Bahn ziemlich gleich groß und scheinbar stark genug gewesen sei, um eine auf der Brücke befindliche Person in den Fluß zu werfen.

In etwa drei Monaten wurde die Brücke wieder aufgebaut, in der Gestalt wie es die Fig. 265 veranschaulicht. Die Schrägbänder kamen bis auf zwei Stück in jedem Brückende in Fortfall. Sie wurden durch Ketten

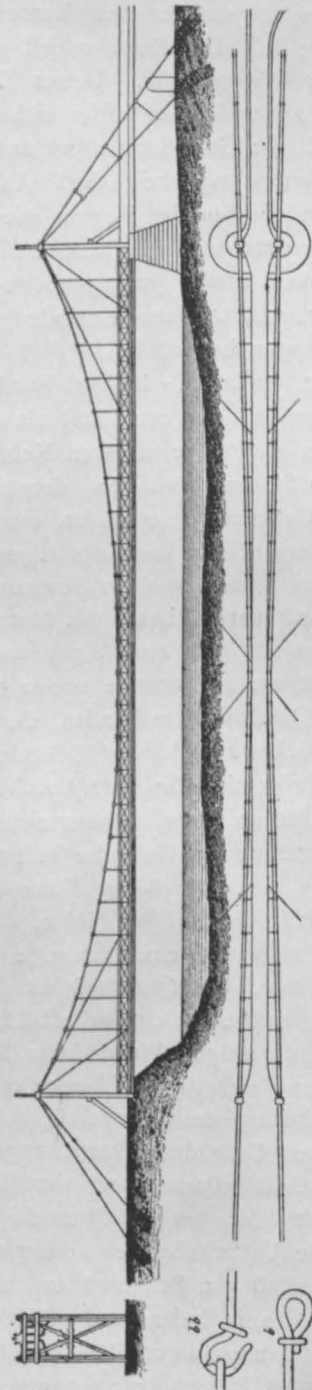


Fig. 265. Fußgängerbrücke über den Tweed bei Dryburg-Abbey (1817—1818). Nach NAVIER.
b Umgebogenes, ungeschweißtes Kettenglied. — b b Gebrochene Glied.

(mit $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{11}$ Pfeil) ersetzt und daran die Bahn mit lotrecht gestellten Hängebändern aufgehängt. Das Rundeisen der Kettenglieder wurde an beiden Enden geschweißt. Die Bahn erhielt auf beiden Seiten ein *engmaschiges, sehr stark gebautes Holzgeländer*. Dessen Einfluß auf Vermehrung der Steifigkeit der Bahn in lotrechter Ebene bewies sich bereits während des Baues der Brücke. Ehe nämlich die Geländer an Ort und Stelle fest angebracht waren, hob ein starker Wind zuerst ein Ende des Bahnbelages und wurde dann die Ursache, daß die Formänderungen des Belages wie eine Welle sich von einem Ende der Brücke bis zum andern fortsetzten, um am Widerlager nach der Art einer Brandung in starkem Stoße (jerking-motion) auszutoben. Als darauf jedoch die Geländer fest gemacht wurden, verminderten sich solche von den Seitenketten verursachten Bewegungen beträchtlich.

Die Dryburgh - Brücke besaß noch einige sehr bemerkenswerte bauliche Einzelheiten, die zum Teil als erstmalig angewendete von geschichtlicher Bedeutung sind: Die eisernen Ketten setzten sich aus 3,05 m langen, etwa 4 cm starken Stäben zusammen, deren aneinander stoßende Gabelenden durch 23 cm lange Kettenringe verbunden wurden. Die 13 cm starken Hängestangen greifen mit ihrem oberen kreuzkopfartigen Ende in die erwähnten Kettenringe, während das untere Ende, das ein Gewinde trägt, durch die Randschwellen des Bahnbelages faßt und unter diesen mit Mutter und Gegenmutter (oder Sicherheitsplättchen) befestigt ist. Die etwa 8,5 m hohen Stützpfeiler der Widerlager bestehen aus je zwei in einem Abstände von 2,74 m aufgestellten Holzständern, deren Kronen, durch Querbalken verbunden, die Ketten tragen. Jedes Kettenpaar senkt sich in der Brückenmitte bis auf Geländeroberkante. Im Grundriß gesehen *laufen beide Paare aber einander nicht parallel*. Sie liegen in ihren Stützpunkten 3,66 m weit von Mitte zu Mitte, nähern sich aber einander derart, daß sie in der Brückenmitte, wo sie am Geländer befestigt sind, nur noch 1,37 m Abstand von einander haben. *Jedes der beiden Kettenpaare mußte also sowohl im Aufriß als auch im Grundriß eine Seillinie bilden*, deren Pfeil im Grundriß demnach 2,29 m war. Es ist klar, wie eine derartige Grundrißanordnung der Kette, gegenüber der Parallellage, die *Quersteifigkeit* (S. 185) des Baues gegen den Einfluß wagrechter Kräfte wesentlich erhöht, indem sie diese Kräfte auf die Stützpfeilerkronen überträgt. Wenn daher STEVENSON die bis dahin gebräuchliche Parallellage der Tragketten für besser erachtet hat, so war er im Unrecht. Die weitere Entwicklung des Hängebrückenbaues hat auch erwiesen, daß die erstmalig von den Gebrüdern SMITH angewendete, wenn auch noch etwas unvollkommene Grundrißanordnung der Tragketten eins der kräftigsten, erfolgreichsten Hilfsmittel ist, um die Quersteifigkeit einer Kettenbrücke zu erhöhen. Übrigens war die Unterfläche der kräftig verbundenen Bahn der Dryburgh-Brücke gegen den Einfluß von Seitenkräften auch noch durch zwei sich kreuzende Ketten versichert, deren Enden in den Widerlagern verankert waren. Außerdem wurde die Fahrbahn noch durch Rückhaltketten gehalten, die auf beiden Flußufern an eingeramten Pfählen befestigt waren (Fig. 265).

Erwähnenswert erscheint schließlich noch folgende Beobachtung über die

Senkung der Tragketten während des Baues. Es erregte damals besondere Aufmerksamkeit, daß die allein vom *Eigengewicht* der Kette und der Bahn verursachte Gestalt der Kettenlinie bedeutend von derjenigen abwich, die von der hinzukommenden Verkehrslast im Verein mit der Eigenlast erzeugt wurde. Man hatte nämlich die Bahn unter der alleinigen Einwirkung der Eigengewichte *wagrecht* aufgestellt. Nach erfolgtem Aufbringen der Verkehrslast trat dann aber auf den beiden Strecken von der Brückenmitte bis zu den Stützpfählen je eine gleiche Krümmung der Bahn nach unten ein, deren Pfeil etwa 18 cm betrug und welche mit Hilfe der Schrauben an den unteren Enden der Hängestangen beseitigt werden mußte. STEVENSON sagt dazu »das beweist, mit welcher Leichtigkeit die Kettenlinie sich ändern kann, sobald die Verkehrslast über die Bahn gleichmäßig verteilt wird«. NAVIER⁹⁶ erklärt dies, wohl als Erster, aus dem Umstande, daß die Gleichgewichtslage einer Kette nur dann richtig gefunden wird, wenn man beachtet, *wie sich das Gewicht der Kette über deren Länge verteilt*, also anders als das Gewicht einer an der Kette aufgehängten, über die wagrechte Bahn gleichmäßig verteilten Last. Man vergleiche darüber (St. II. S. 246) die erstmalige Ableitung der Gleichung der *Kettenbrückenlinie* durch GERSTNER (1831).

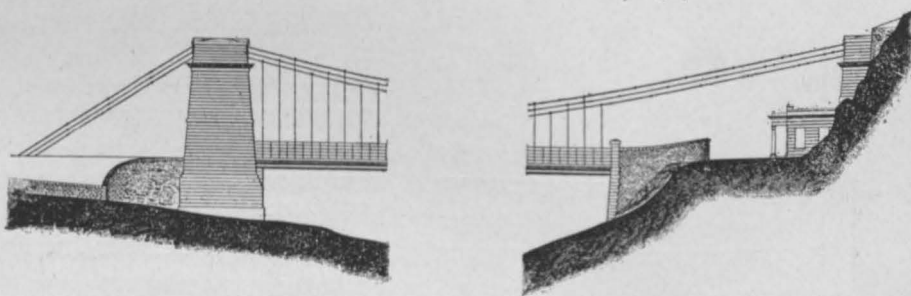


Fig. 266. Unionbrücke über den Tweed bei Norhamford (nach NAVIER). 1820.

55. Die Kettenbrücken von Samuel Brown (1819—1823).

1. BROWN erhielt das erwähnte Patent auf seine Bolzenketten (Fig. 261, S. 237) vor der Zeit des Einsturzes der ersten Dryburgh-Brücke, im Januar 1818, und schon im folgenden Jahre wurde es verwendet für die *Brücke über den Tweed* bei Norhamford, als Verbindungsglied zwischen England und Schottland »*Unionbrücke*« genannt. Die 1820 eröffnete Tweedbrücke war die erste englische Hängebrücke, die auch für Wagenverkehr benutzt wurde. NAVIER besuchte sie im Oktober 1821 und ergänzte ihre von STEVENSON¹⁰⁸ gegebene Beschreibung. Die von BROWN seinem Patente beigegebenen Abbildungen sind in der Fig. 261 wiedergegeben und durch Beschreibung verständlich gemacht. Man sieht daraus, daß BROWN *Flacheisenketten*, wie häufig gesagt worden ist, anfänglich gar nicht im Auge gehabt hat.

BROWN ermäßigte den in seinem Patente vorausgesetzten Pfeil der Kettenlinie von $\frac{1}{25}$ für die Tweedbrücke (und auch für seine späteren Schöpfungen) auf etwa $\frac{1}{15}$. Sechs Kettenpaare, in drei Reihen übereinander angeordnet, also je drei Paare auf jeder Seite trugen die zwischen den Widerlagern 110 m lange

und 5,5 m breite Brückenbahn. Die freie Stützweite des Kettenbogens war 131,7 m, bei etwa 8 m Pfeil. Auf dem schottischen Ufer ruhten die Ketten auf einem gemauerten Stützpfiler von 18 m Höhe und 10 m Breite (Fig. 266). Dagegen war der andere Stützpfiler, auf der englischen Seite, in die Uferfelsen eingebaut und nur 6 m hoch. In den Stützpfilern lagerten die Ketten auf Rollen und verliefen dann in gerader Richtung zu den im Untergrunde angebrachten Verankerungen.

Wie die Fig. 267 veranschaulicht, ist jede der zwölf Ketten aus 4,55 m langen Hauptgliedern und kürzeren, nur 17 cm langen Bindegliedern gebildet: Die Hauptglieder aus 5 cm starkem Rundeisen hergestellt, mit angeschweißten Bolzenaugenenden, die Bindeglieder (als Ovalringe) aus 3 cm starkem Vierkanteisen gefertigt und mit jenen durch Bolzen gekuppelt, die je durch Scheibe und Splint gesichert wurden.

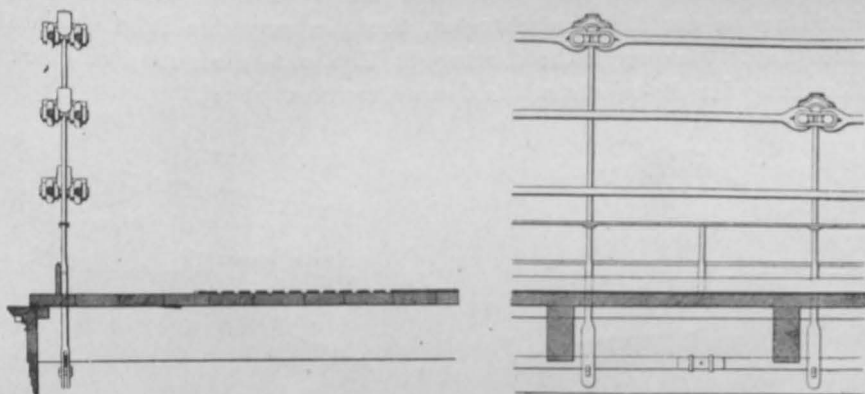


Fig. 267. Einzelheiten der Tweedbrücke bei Norhamford (nach NAVIER).

Die (runden, 2,5 cm starken) Hängestangen folgen in Abständen gleich einem Drittel der Hauptgliederlänge auf einander und greifen der Reihenfolge nach an den drei Kettensträngen jeder Brückenseite an; z. B. die erste Stange am untern Strange, die folgende am mittlern und die dritte Stange am obern Strange und so fort. Ihre Verbindung mit den Ketten erfolgt auf gußeisernen Sätteln, die auf den Kuppelbolzen ruhen; am untern Ende greifen sie gabelförmig über eine 7,6 cm hohe Eisenschiene, die auf beiden Bahnseiten ihrer ganzen Länge nach durchläuft und auf welcher die hölzernen Querschwellen des Bahnbelages liegen (Fig. 267). Die Sicherung im Gabelende wird durch Vorsteckkeile erzielt.

Über den Stützpfilern, wo die Ketten auf Rollen lagern, sind deren Hauptglieder so kurz wie möglich bemessen, damit sie von den Stützenkräften nicht gebogen werden. In den Verankerungen greifen die Ketten an großen Gußeisenplatten an, mit denen sie durch starke Bolzen, ovalen Querschnittes, befestigt sind. Die Platten sind 1,83 m lang, 1,52 m breit bei 13 cm Stärke in ihrer Mitte und sie sind etwa 7 m hoch (bis zur Bahnhöhe) mit Steinen und andern Materialien belastet.

Zerreißversuche in der Kettenfabrik von BRUNTON & BROWN in London hatten eine Zugfestigkeit des 5 cm starken Rundeisens von 92 t im ganzen, oder (bei rund 20 cm² Querschnitt) von 4,6 t/cm² ergeben. Dieser Wert erscheint heute entweder zu hoch oder er ist ein Anzeichen dafür, daß das Eisen stahlartiger Natur gewesen sein muß. Bei der Ermittlung der Kettengliederstrken war eine aus Menschengedränge oder Viehherden zusammengesetzte Verkehrslast angenommen worden. NAVIER berechnet die größten Kettenspannungen in ihren Stützpunkten, bei einer Neigung der Stabkraft S von 12° zur Wagerechten, unter der Annahme einer Belastung durch 700 Menschen, von je 68 kg Gewicht und eines Eigengewichtes der Kette samt ihrer Last von 100 t. Das gibt eine Gesamtlast pl von 147 t und bei 8 m Pfeil eine Kettenstabkraft

$$S = \frac{H}{\cos 12^\circ} = \frac{(pl)l}{8f \cos 12^\circ} = \text{rund } 310 \text{ t.}$$

Die zwölf Ketten, jede von 20 cm² Querschnitt, tragen an der Bruchgrenze $12 \times 92 = 1104$ t. Danach wäre eine 3,7fache Sicherheit vorhanden gewesen. Rechnet man aber, wie es heute geschähe, das Menschengedränge mit mindestens 300 kg/m², so erhalte man, bei $110 \times 5,5 = 600$ m² Bahngrundri, eine Gesamtlast von 280 t und nur eine 1,3fache Sicherheit. Wahrscheinlich ist die Sicherheit der Tweedbrücke damals auch nicht größer gewesen.

NAVIER sah auf der Brücke eine große Zahl von beladenen Kohlenwagen, mit zwei oder drei Pferden bespannt. Während dieses Wagenverkehrs bog sich die Fahrbahn, und die Ketten nahmen unter dem Wechsel der Lastverteilung fortwährend andere Gleichgewichtslagen an, indem die über den Wagen befindlichen Kettenknoten sich senkten, während die übrigen sich hoben. Die Senkung begann, sobald ein Wagen auf die Fahrbahn kam, und sie wuchs allmählig, bis der Wagen die Brückenmitte erreichte. NAVIER bespricht dann ausführlich auch die *dynamischen Wirkungen* der Wagenste auf die Kettenliniengestalt, ebenso den Einfluß des Windes. Er beobachtet ein

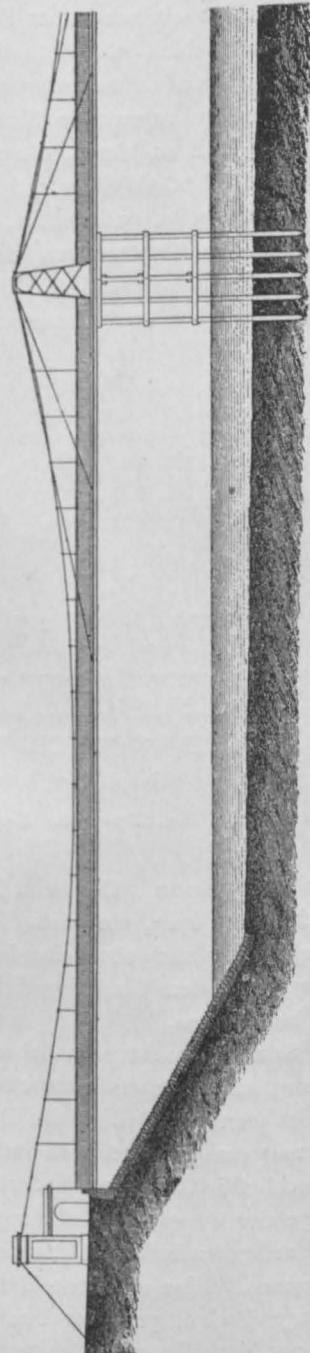


Fig. 268. Trinitas-Landungsbrücke in Newhaven bei Edinburgh (nach NAVIER). 1821.

wagerechtes Schwanken der Ketten, hervorgerufen durch eine Pendelbewegung der Hängestangen infolge der Stoßwirkung der Wagenräder, wobei die Bahn selbst keine wagerechte Bewegung ausführt. Eine ähnliche Schwankung verursacht selbst ein schwacher Wind. Über die Schwankungen und Schwingungen sagt NAVIER dann wörtlich: »Sie verursachen anfangs etwas Überraschung; aber, wenn man sie aufmerksam verfolgt, so wird man dadurch doch nicht vor-eingenommen gegen die Sicherheit des Baues. Dieser scheint im Gegenteil alle Sicherheit zu bieten, die man verlangen kann«. Er schließt seinen Bericht dann wie folgt: »Weil es möglich ist, die Erscheinungen, um die es sich handelt, der Rechnung zu unterwerfen, ihre Gesetze zu erkennen, sowie deren Abhängig-keit von den Abmessungen, der Gestalt und Masse der Brücken zu ermitteln, so erschien es mir wesentlich, diejenigen Erscheinungen genau festzustellen, die von den Fuhrwerken erzeugt werden auf der einzigen Brücke, wo man solches noch

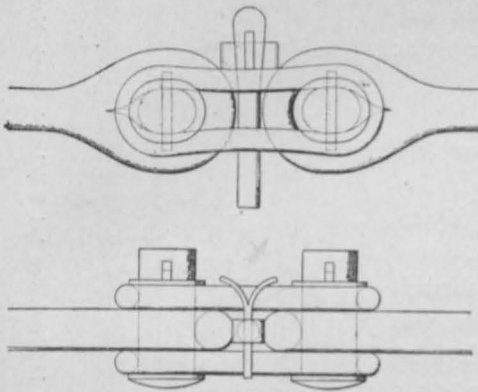


Fig. 269. Hauptkettenglieder.

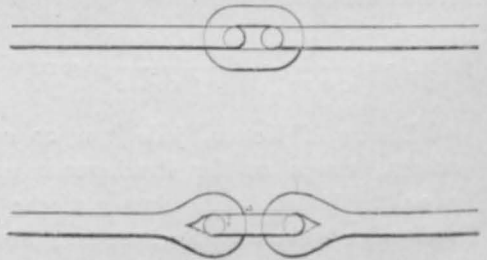


Fig. 270. Gerade Schrägketten.

Fig. 269—270. Einzelheiten der Trinitas-Landungsbrücke. 1821.

beobachten kann. Die beim Bau dieser Brücke gewonnenen Erfahrungen werden auch dazu dienen, einerseits die Art der Herstellung jedes andern Bauwerkes zu beurteilen, das nach abweichenden Plänen gebaut wurde, und anderseits die Möglichkeit geben, den Grad der Sicherheit und Festigkeit, den es bieten würde, voraus zu bestimmen«.

Seine Beobachtungen haben NAVIER als Unterlagen gedient für seine berühmten theoretischen Untersuchungen über die Herstellung der Hängebrücken. Darin findet man nicht allein die Bestimmung der Kettenliniengestalt und der Ketten-spannungen, sondern auch ausführliche Berechnungen aller Hauptteile der Brücken, einschließlich der Formänderungen der Ketten, die durch äußere Kräfte und in-folge der Temperaturänderungen verursacht werden (59).

2. BROWN hatte den Bau der Tweedbrücke (viel zu billig) für 100 000 Mark über-nommen. Eine steinerne Brücke hätte wohl das Vierfache davon gekostet. Die Baugesellschaft gewährte ihm aber aus freien Stücken noch eine Bauprämie von 20 000 Mark. BROWNS nächstes größeres Werk (1820—1821) war die *Trinitas-Landungs-*

brücke in Newhaven bei Edinburgh¹⁰⁹. Newhaven liegt im Firth of Forth. Dort mußte für das Anlegen von Dampfschiffen eine Landungsbrücke von 213 m Länge und 1,22 m Breite gebaut werden. Sie erhielt drei Öffnungen von je 63,7 m Weite, bei rund $\frac{1}{15}$ Pfeil (Fig. 268). Die anstoßende Landungsplattform ist 18 m lang und 15 m breit. Im wesentlichen waren die Ketten so hergestellt wie bei der Tweedbrücke (Fig. 266 u. 267). Jedoch lagen nur zwei Kettenstränge auf jeder Brückenseite. Sie sind auf den Stützpfählern auf gußeisernen Sätteln gelagert und, wie es scheint, war eine Verschiebung der Kettenstützpunkte in der Trägerebene nicht vorgesehen. Deshalb hatten die (bis zur Bahnhöhe aus Holzjochen, darüber aus Gußeisen gebildeten) Stützpfähler bei einseitigen Verkehrsbelastungen am unteren Ende ein Biegemoment aufzunehmen. Besonders hervorzuheben bleibt,



Fig. 271. Brighton Pierbrücke in England (nach HILDENBRAND). 1826.
Heute Chainpier genannt.

daß der Kettenquerschnitt, der Veränderlichkeit der Kettenstabskraft entsprechend, *nicht überall gleich groß* gemacht war. Diese Abweichung von der früheren Bauart beweist, daß die Sachkenntnis in theoretischer Beziehung sich bereits gehoben hatte.

Die eisernen Brückengeländer waren nur leicht gebaut, so daß sie nicht — wie bei der Dryburghbrücke — zur Versteifung der Brücke beitragen konnten. Da die Brücke aber starken Stürmen ausgesetzt war, so hat man sich sehr bald veranlaßt gesehen, zur Verminderung von Hebungen und Senkungen der Bahn, auch noch Schrägketten nach den Pfeilern zu ziehen (Fig. 268). Die Hauptketten haben $3,5 \times 4,5$ cm Querschnitt und deren Verbindung ist in der Fig. 269

¹⁰⁹ Edinburgh philosoph. Journal. 1822. Vol. VI. S. 22. — Vgl. auch NAVIER, Anmerkung 96.

dargestellt. Die Schrägketten (Fig. 270) sind aus 2,5 cm starkem Rundeisen gefertigt. MALBERG sah die Brücke noch im Jahre 1854, wo sie also 35 Jahre im Betriebe gestanden hatte, und meint, daß sie angesichts ihrer den stärksten See- stürmen ausgesetzten Lage »kein unvorteilhaftes Zeugnis für die Ausführung« ablege.

3. In den Jahren 1822—1823 baute BROWN eine der vorigen ähnliche, aber längere und breitere *Landungsbrücke in Brighton* mit vier Öffnungen von je 78 m Spannweite der Kettenbögen, bei $\frac{1}{15}$ Pfeil (Fig. 271). Auf jeder Seite der Bahn liegen vier Kettenstränge, wovon zwei nebeneinander und zwei untereinander angeordnet waren. Ihre Querschnitte sind bedeutend stärker als diejenigen der Ketten der Union- und Trinitasbrücke. Im Oktober 1833 wurden drei Öffnungen vom Sturme stark beschädigt. Dabei rissen in der zweiten Öffnung

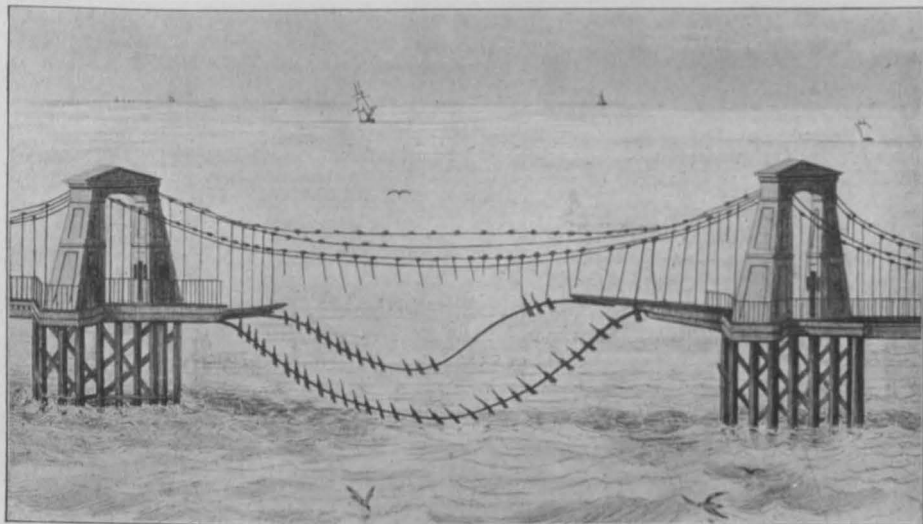


Fig. 272. Die Landungsbrücke von Brighton im Sturme von 1833.

vom Lande 20 Tragstangen, mehrere wurden verbogen und die Bahn senkte sich auf einer Seite um etwa 1,8 m. Der hölzerne Unterbau der Pfeiler wurde zum Teil zerstört und die Pfeiler selbst kamen aus ihrer lotrechten Stellung. Von der anstoßenden dritten Öffnung blieb nur wenig übrig. Sehr viele Tragstangen rissen, die Ketten gerieten in Unordnung und drei Viertel der Bahn fiel in die See (Fig. 272 u. 273). Etwa drei Jahre nach ihrer Wiederherstellung (im November 1836) kam abermals ein furchtbarer Sturm, der wieder einen großen Teil der Bahn in die See warf. Beim nochmaligen Wiederaufbau der Brücke hat man dann ihre Schwingungen in den Trägerebenen durch Versteifen der Bahn mit Hilfe von *durchgehenden Längsträgern* zu mildern gesucht und gegen die Schwingungen in wagerechter Ebene unter der Bahn einen *Kreuzverband* angebracht¹¹⁰, was sich bewährt haben soll.

¹¹⁰ Papers of the Corps of Royal Engineers. London. Vol. I. 1837. Vol. II. 1838.

56. Die Kettenbrücke bei Bangor über die Menai-Meerenge (1819 bis 1826)¹¹¹.

1. Wie bereits bemerkt wurde (53, 2), kam die Frage der Überbrückung der Menai-Meerenge zwischen England und der Insel Anglesea schon Ende des 18. Jahrhunderts in Fluß. Es sollte dort eine Brücke geschlagen werden, um durch sie und die vorhandene große Verkehrsstraße von London nach Holyhead



Fig. 273. Die Landungsbrücke von Brighton im Sturme von 1833.

eine unmittelbare Verbindung zwischen England und Irland zu schaffen. TELFORD (Fig. 275) legte dem englischen Parlamente (1819) einen Entwurf für diese Überbrückung vor, und kommt in seinem Begleitberichte¹¹², nach vorheriger Besprechung aller früher schon vorgeschlagenen Bauarten zu dem Schlusse, daß das Beste der Bau einer Kettenbrücke sei. Die Kosten einer solchen veranschlagte

¹¹¹ PROVIS, An historical and descriptive account on the suspension-bridge, constructed over the Menai-strait in North-Wales. London. 1828. — RICKMAN, The life of THOMAS TELFORD. London. 1838.

¹¹² Engl. Parlamentsverhandlungen vom Jahre 1819. London. 1823.

er auf 1200000 Mark, die Bauzeit auf drei Jahre, wobei er nur eine einzige Öffnung von rund 170 m Weite vorschlug, deren Bahn 30 m über Hochwasser

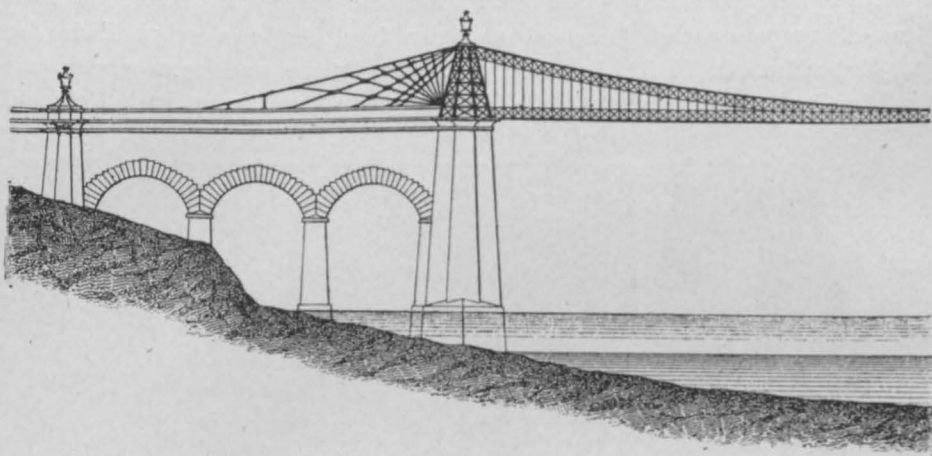


Fig. 274. Erster Entwurf der Menai-Kettenbrücke von TELFORD (nach NAVIER). 1819.

liegen sollte. Dem Berichte lag ein Plan bei, der (nach NAVIER) in der Fig. 274 wiedergegeben wird. Wie die wirkliche Ausführung des großartigen Baues sich gestaltet hat, veranschaulichen die Fig. 246 und Fig. 276.



Fig. 275. THOMAS TELFORD. 1757—1831.

Ehe es zum Bau kam, holte der betreffende Parlamentsausschuß das Gutachten mehrerer der ersten englischen Ingenieure ein. BARLOW, BRYAN-DONKIN, BRUNTON, FITCHETT, CHAPMAN, RENNIE erstatteten infolge dessen Berichte, die in erster Linie Fragen über die Festigkeit des Eisens behandelten, außerdem aber auch die Frage der ausreichenden Sicherheit des Telford-Entwurfes zum Gegenstande hatten. Nach BARLOW konnte man damals auf eine Zugfestigkeit des Eisens von mindestens $4,25 \text{ t/cm}^2$ rechnen. BRUNTON gibt sogar $4,4$ bis $4,8 \text{ t/cm}^2$ an. Wie man sieht, eine heute für Schweißisen unmögliche Zahl. Das bei den Versuchen verwendete Rund- oder Vierkanteisen scheint danach stahlartiges Gefüge gehabt zu

haben. Ob es Herd- oder Puddeleisen war, wird nicht gesagt. Wahrscheinlich war es auf dem Herde erzeugt, denn das Puddelverfahren war damals auch in

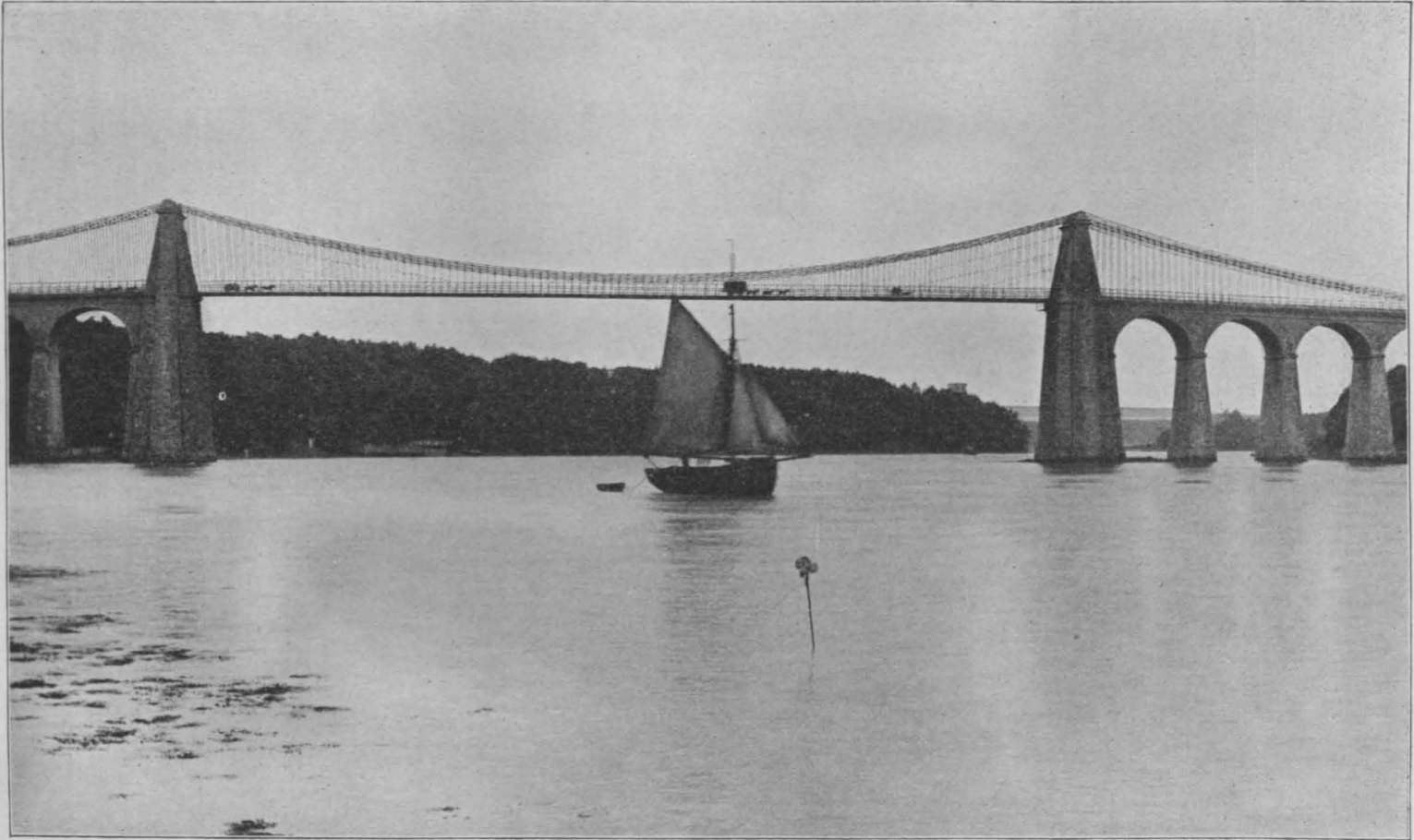


Fig. 276. Die Menai-Kettenbrücke in ihrer heutigen Gestalt.

England noch nicht zur vollen Reife gelangt. Es scheint auch so, als ob damals TELFORD noch beabsichtigte, *Kabel* zu verwenden, wie er sie für die Runcornbrücke vorgeschlagen hatte, und wie sie (53, 3) beschrieben worden sind. BRUNTON, der gefragt wurde, ob er die Herstellung von Kabelquerschnitten aus



Fig. 277. Inneres der Kettenbrücke über die Menastraße. 1826.

mehreren *aneinander zu schweißenden* Stäben für praktisch halte, bezweifelte die Möglichkeit, Kabel von über 150 m Länge in dieser Art herzustellen.

2. Besonderes geschichtliches Interesse beanspruchen die Aussagen von FITCHETT, den Sekretär des Ausschusses für den in Aussicht genommenen Bau der Runcornbrücke, und des Ingenieurs CHAPMAN. FITCHETT bestätigt, daß TELFORD ungefähr

200 Schweißversuche mit geschmiedetem Eisen gemacht und dabei 31 Stück bis 270 m Länge hergestellt habe. CHAPMAN hält TELFORDS Ideen der Kabelherstellung bei einer Weite der Runcornbrücke von 305 m für völlig sicher. Die Zugfestigkeit des Eisens setzt er mit mindestens $3,8 \text{ t/cm}^2$ an und bemerkt dabei, daß das Eisen *sich der Länge nach dabei zu dehnen beginne*, wenn die Versuchslast ein wenig höher geworden sei, als die Hälfte jener Festigkeit. Für *zulässig* hält er eine Kabelspannung von $1,9 \text{ t/cm}^2$, fügt aber hinzu, es sei rätlicher sich auf *ein Drittel der Festigkeit*, also auf $1,3 \text{ t/cm}^2$ zu beschränken. BARLOW lieferte eine statische Berechnung des Telfordentwurfes und danach gefragt, ob eine *mit dem halben rechnungsmäßigen Gewichte* belastete Hängebrücke diese Belastung ohne zu brechen tragen könne, antwortete er bejahend. RENNIE hält, nach seinen Erfahrungen bei andern Eisenbauten, für die Hängebrücken *eine mindestens vierfache Sicherheit* für durchaus notwendig, besonders wenn die Kabel aus einer großen Zahl von Einzelteilen durch *Schweißen* hergestellt werden sollten.

TELFORD erhielt darauf die Genehmigung des Parlaments zur Ausführung seines Entwurfes. Aber im Juni 1823 wurden noch wesentliche Veränderungen seines ersten Planes nachträglich genehmigt. Das waren:

Verlängerung der Rückhaltketten bis zum festen Felsuntergrunde,

Verstärkung des Gewichtes der Steinmassen der Verankerungen,

Änderung des Winkels der Rückhaltketten gegen die Wagerechte, so daß er in den Stützpunkten gleich demjenigen der Tragketten wurde,

Verstärkung der Kabelquerschnitte.

Schließlich entschloß sich TELFORD an Stelle der von ihm vorgeschlagenen Kabel die inzwischen von BROWN mit so vielem Erfolge eingeführten *Bolzenketten* anzuwenden. Durch alle diese bedeutenden Änderungen erhöhte sich die Bau-summe auf das Doppelte des Voranschlages von 1 200 000 Mark. Bei 354 m Länge zwischen den Ufern kostet also ein Meter Brückenlänge 6780 Mark und (bei 8,5 m Fahrbahnbreite) ein m^2 rund 800 Mark.

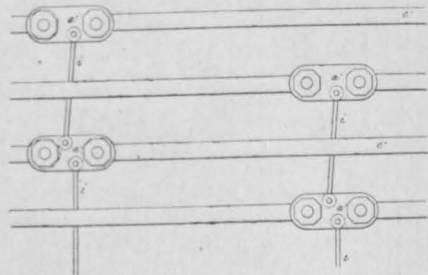


Fig. 278.

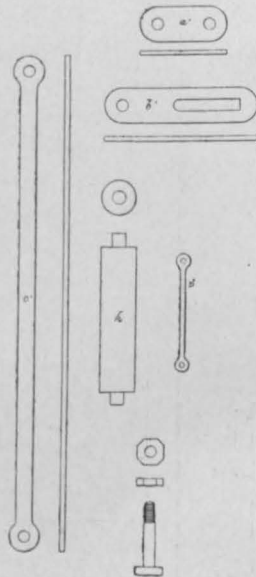


Fig. 279.

Fig. 278—279. Einzelheiten der Ketten der Menaibrücke.

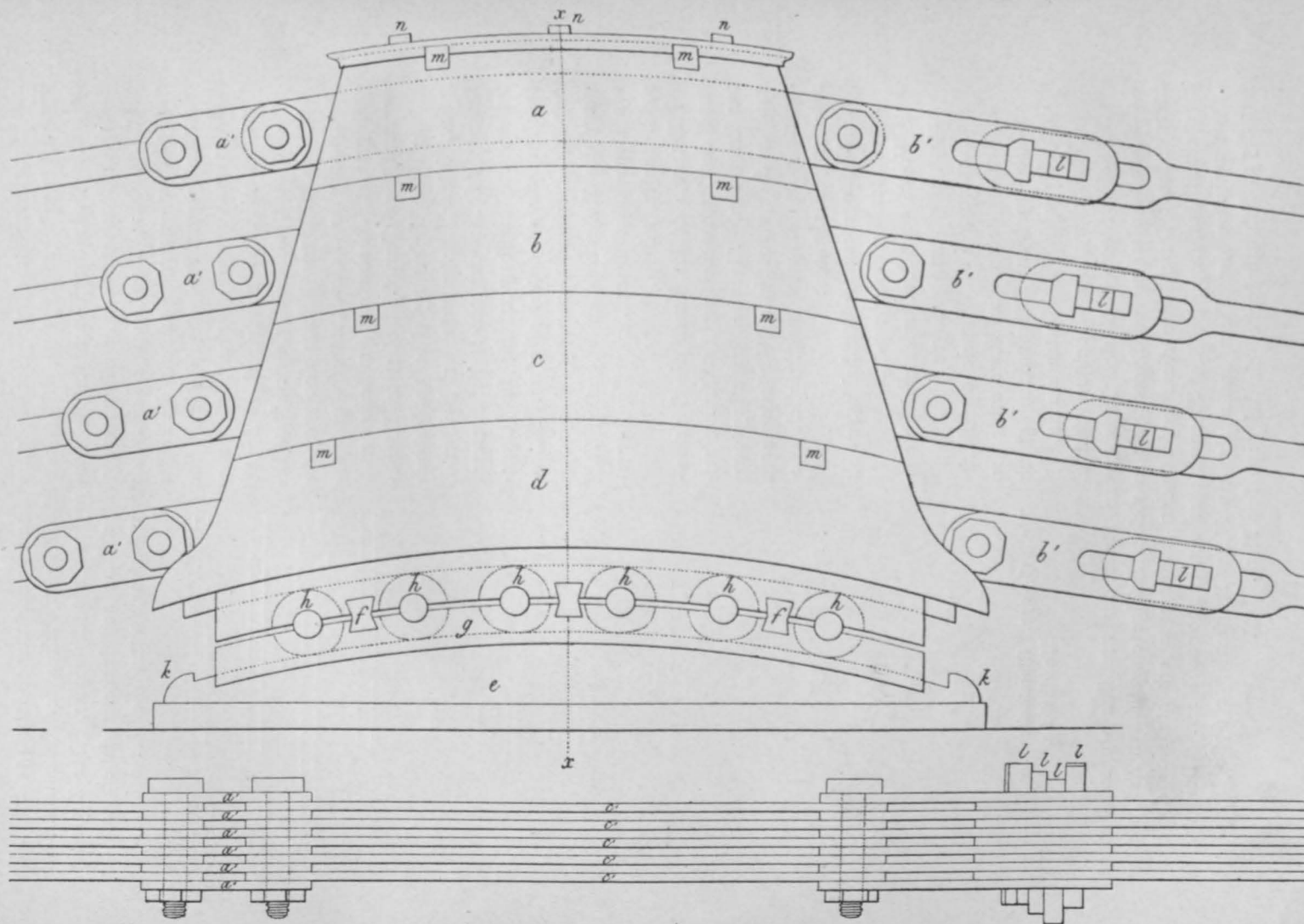


Fig. 280. Lagerung der Ketten der Menaibridge über den Mittelpfeilern.

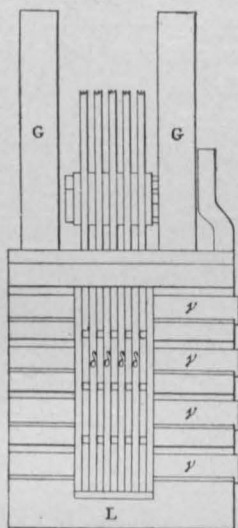


Fig. 281.

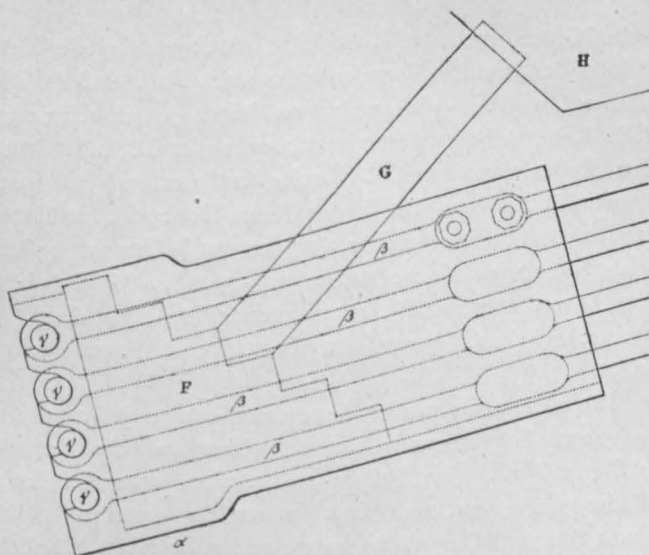


Fig. 282.

3. Die *bauliche Anordnung* der Brücke gestaltete sich anfangs wie folgt: Die Stützweite des Kettenbogens beträgt, bei 13 m Pfeil, rund 175 m. Das gibt ein Pfeilverhältnis von 1 : 13,5. Die 8,5 m breite Fahrbahn liegt 32 m über den höchsten Springfluten. Zwei gewaltige Stützfeiler aus geflecktem, auf der Insel Anglesea gebrochenem Marmor erheben sich pyramidenförmig 16 m hoch über die Bahn. Sie besitzen je eine Rechteckgrundfläche von 21,3 m mal 15,2 m und sind durch überwölbte Bogenstellungen an die Ufer geschlossen (Fig. 246, 276 u. 277).

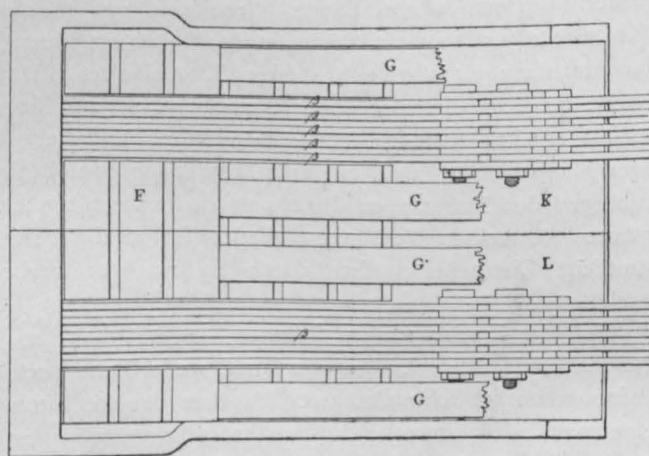


Fig. 283.

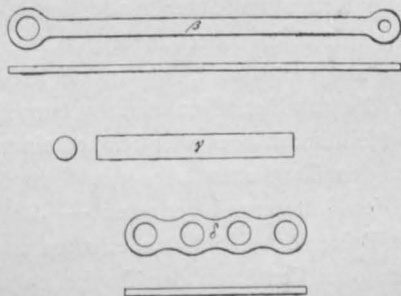


Fig. 284.

Fig. 281—284. Verankerung der Ketten der Menai-Brücke in den Widerlagern.

Jede Pfeilerkrone trägt Rollenlager, über welche die Ketten führen, die in vier Reihen derart nebeneinander angeordnet sind, daß in ihrem mittleren Felde der Fußweg, und zu dessen beiden Seiten je eine Fahrstraße zu liegen kommt. Jede Kettenreihe enthält vier übereinander liegende Stränge, deren Glieder über den Rollenlagern, dem Rollkreise entsprechend gebogen sind (Fig. 280). Die Rückhaltketten sind bis in den festen Felsboden geführt und dort mit Hilfe von etwa 15 cm starken und 2,7 m langen Bolzen in gußeisernen Ankerplatten befestigt, die eine Fläche von etwa 2,5 m im Geviert bedecken. Um Biegungen der Ankerplatten möglichst zu vermeiden sind diese, wie die Fig. 281—283 veranschaulichen, gegen den Felsen noch durch besondere Steifen *G* abgestützt.

Die vier übereinander liegenden Stränge jeder der vier Kettenreihen sind, um deren Schwankungen zu vermeiden und die Kettenlasten möglichst gleichmäßig auf alle vier Stränge zu verteilen, untereinander durch lotrechte Kettenglieder verbunden, und zwar immer der erste und dritte und der zweite und vierte Strang. Die *Kettenstränge* selber bestehen, ähnlich wie bei den Brücken von BROWN (Fig. 261, S. 237), aus 3 m langen Hauptgliedern und kurzen Kuppelgliedern von nur 28 cm Länge. Jene sind aus *Flacheisen* gebildet, von etwa 8 cm Breite und 2,5 cm Stärke, und erhalten an ihren Enden je ein Auge für die Aufnahme eines 76 mm starken Kuppelbolzen. Dagegen sind, bei gleicher Stärke, die Kuppelglieder etwa 18 cm breit, so daß sie ohne Augenbildung vier Löcher erhalten können, nämlich an jedem Ende ein Loch zum Durchstecken eines Kuppelbolzens und in ihrer Mitte noch zwei Löcher, von denen eins zum Anhängen der Tragstangen dient und das andere zur Aufnahme des (bereits erwähnten) lotrechten Verbindungsgliedes für zwei übereinanderliegende Stränge. Sämtliche Eisenteile wurden durch mehrmaligen Farbeanstrich gegen Rosten geschützt.

Weil die Brücke starken Stürmen ausgesetzt ist, so befürchtete man in den *Rückhaltketten*, die sehr lang sind und weder Bahn noch Verkehrslast tragen, das Auftreten starker Schwankungen. Um dem von vornherein möglichst zu begegnen, legte man im Mauerwerke der erwähnten Bogenstellungen gußeiserne Ankerrahmen an, von denen aus nach den Kettengliedern eiserne Zugstangen geführt wurden. Soweit wie die Ketten im Untergrunde liegen, haben ihre Glieder etwas größere Querschnitte erhalten, als oben angegeben, weil sie in der Erde der Gefahr des Rostens mehr ausgesetzt sind, als in der freien Luft. Um den Schwierigkeiten zu begegnen, die das Herstellen einer notwendig genau gleichen Länge und eines gleichgroßen Pfeildurchhanges aller Stränge einer Reihe bereitet, sind an passenden Stellen — in den Tragketten nahe den Stützpfeilern und in den Rückhaltketten dort, wo sie den Untergrund verlassen — *Stellglieder* eingeschaltet. Diese haben an Stelle der Bolzenlöcher Schlitze erhalten und gestatten (mit Hilfe von Keilen) ein Verlängern oder Verkürzen der Tragketten um etwa 48 cm, der Rückhaltketten um 24 cm.

Die *Tragstangen* (Fig. 277) sind in Abständen von etwa 1,5 m angeordnet und sind 2,5 cm im Geviert stark. In jeder der vier Kettenreihen fallen immer

je vier Tragstangen, der Breite der Brücke nach, in eine lotrechte Ebene. An den so vorhandenen 16 Tragstangen jeder der Ebenen ist ein *Querträger* der Fahrbahn aufgehängt. Er besteht aus zwei, in etwa 2,5 cm Abstand nebeneinanderliegenden (9 cm hohen und 1,3 cm starken) Schienen, zwischen denen ein 2,5 cm starkes hölzernes Paßstück liegt und die durch ein unten angebrachtes schweißeisernes Sprengwerk verstärkt sind. Auf diesen Trägern liegt ein kieferner, aus zwei Lagen von etwa 75 mm und 50 mm starken Bohlen gebildeter Längsbelag, zu welchem in den beiden Fahrstraßen noch ein dritter Belag, aus 75 mm starken, quergelegten Bohlen (von 2,3 m Breite) hinzukommt. Zwischen jede der drei Bohlenlagen wurde eine Lage von geteertem Patentfilz gelegt. Die eisernen Geländer der Brückenbahn waren nur leicht gebaut und deshalb nicht imstande, die Steifigkeit der Bahn in lotrechter Ebene zu verstärken.

57. Sicherheit und Bewährung der Menaibrücke und Bau der Conwaybrücke.

1. In jedem Kettenstrange liegen fünf Hauptglieder nebeneinander, so daß der *gesamte* nutzbare Kettenquerschnitt F sich berechnet aus

$$F = 4 \cdot 4 \cdot 5 (8 \cdot 2,5) = \text{rund } 1600 \text{ cm}^2.$$

Der Querschnitt der Kuppelglieder ist etwas größer.

Vor ihrer Verwendung wurden sämtliche Kettenglieder probeweise einer Spannung von etwa $1,7 \text{ t/cm}^2$ unterworfen. Dabei zeigte sich noch keine meßbare elastische Längenänderung. Nimmt man danach die zulässige Spannung der Tragketten — deren Querschnitte überall gleich groß waren — mit $1,5 \text{ t/cm}^2$ an, so berechnet sich deren größte Spannkraft S aus

$$S = 1,5 \cdot 1600 = 2400 \text{ t.}$$

Ist p die Volllast für ein Meter Stützweite l , so beträgt die Bogenkraft

$$H = \frac{(pl)l}{8f}.$$

Der Neigungswinkel α zwischen der Wagerechten und der Kettenrichtung in den Stützpunkten berechnet sich aus

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{2f}{\frac{1}{2}l} = \frac{4f}{l} = \frac{4 \cdot 1}{13,5}.$$

Das gibt $\alpha = 12^\circ 40'$ und

$$\cos \alpha = 0,958.$$

Danach ist

$$S = \frac{H}{\cos \alpha} = \frac{(pl) 13,5}{8 \cdot 0,958} = 1,76 pl.$$

Wegen der Kleinheit von Winkel α hatte TELFORD die Kettenquerschnitte vom Scheitel bis zu den Stützpunkten *überall gleich* gemacht. Auf den Gedanken, die Unterschiede zwischen den Kettenstabkräften H und S durch entsprechende Veränderung der *Zahl* der Glieder zu berücksichtigen, scheint er nicht gekommen zu sein.

Das Gesamtgewicht der Ketten und der Bahn wird zu rund 650 t angegeben. Rechnet man dazu noch 400 kg/m^2 Verkehrslast, so folgt

$$S = (650 + 0,4 \cdot 175 \cdot 8,5) 1,76 = 2174 \text{ t.}$$

Zulässig waren 2400 t. Bei einem Ketteneisen von $4,5 \text{ t/cm}^2$ Zugfestigkeit wäre also *anfänglich eine dreifache Sicherheit* vorhanden gewesen.

2. Schon im Jahre ihrer Eröffnung (1826) hatte die Menaibrücke einen sehr starken Seesturm auszuhalten. So sachgemäß und widerstandsfähig sie auch für damalige Zeit gebaut war, so führten doch die zerstörenden Wirkungen der heftigen Windstöße damals schon zur Erkenntnis mancher vorhandener, verbesserungsfähiger Mängel. Im folgenden wird kurz angegeben, welche bedenklichen Erscheinungen beobachtet wurden und auf welche Weise man diesen verderblichen Einflüssen auf die Sicherheit des Baues zu begegnen versucht hat¹¹³.

a) Die *Ketten* vollführten starke Schwingungen in wagerechter Richtung. Deshalb legte man an mehreren Stellen zwischen Tragketten und Rückhaltketten Querverbände ein, indem man Gußeisenröhren in zwei Reihen lotrecht übereinander anordnete und diese durch schweißeiserne Kreuzstreben gegeneinander versteifte, wobei die Verbindung mit den Ketten durch (innerhalb der Röhren liegende) Anker bewirkt wurde;

b) Mehrere *Tragstangen* verbogen sich, andere zerrissen, weil sie für ihre elastischen Formänderungen keinen ausreichenden Spielraum im Geländer fanden. Dieser Übelstand war leicht zu beseitigen.

c) Die Brückenbahn bewies sich als nicht steif genug. Ihre *Querträger* wurden deshalb erneuert und verstärkt.

d) Die gußeisernen *Sättel* auf den Stützpfählen verschoben sich in der Windrichtung. Deshalb verband man sie untereinander durch gußeiserne Querstreifen.

Zehn Jahre lang hielt sich die Brücke auch in der Zeit der Stürme gut. Den Anstrich der Ketten erneuerte man alle zwei bis drei Jahre und die in Tunnel-schächten der Widerlager liegenden Rückhaltketten wurden gegen die durchdringende Feuchtigkeit durch Anbringung von Zinkblechbedachungen geschützt. Erst im Januar 1836 gerieten Ketten und Bahn unter der Wirkung eines heftigen WSW-Sturmes in außergewöhnliche Bewegung, wobei viele Querträger und Tragstangen brachen und die Bahn auf der Angleseaseite sogar um etwa 38 cm zur Seite geschoben wurde. Drei Jahre später folgte aber ein noch viel fürchterlicher SW-Sturm, der arge Zerstörungen in beiden Fahrbahnen anrichtete und zeitweise deren Gebrauch unmöglich machte. Daraufhin wurde die Fahrbahn mit allen ihren Teilen gänzlich erneuert und dabei sowohl verbessert als auch verstärkt¹¹⁴. Bemerkenswert ist, daß man dabei in der Mitte jeder der verstärkten Querträger zwei *Gelenke* anbrachte, die in den lotrechten Ebenen der beiden mittleren Kettenreihen zu liegen kamen. Damit bezweckte man, die Fahrbahn in ihrer Mitte beweglich

¹¹³ PROVIS, Anmerk. III.

¹¹⁴ Civil engineers and architects Journal. 1841. S. 167. — Transact. of the inst. of civil engineers. 1842. Vol. III. S. 371.

zu machen, um zu verhindern, daß infolge der Windwirkung beim Heben der Bahn auf einer Langseite die Tragstangen der andern Langseite nicht zu große Lasten zu tragen bekamen. Auch die Tragstangen erhielten oberhalb der Bahn einen ähnlichen *gelenkigen Anschluß* mit Hilfe von Kuppelgliedern und Bolzen. Denn man hatte auch schon bei früheren Stürmen beobachtet, wie grade an dieser Stelle eine große Zahl von Stangen gebrochen waren. Schließlich wurde die Bahn noch durch Anbringen mehrerer starker *durchgehender Langbalken* versteift. Das Gewicht der Bahn erhöhte sich durch diese Verstärkungen um 130 t, d. i. fast 10 kg für ein Quadratmeter Grundriß. Auf die Idee, die vier Schutzgeländer als Mittel zur Versteifung von Bahn und Ketten zu verwenden und als wider-

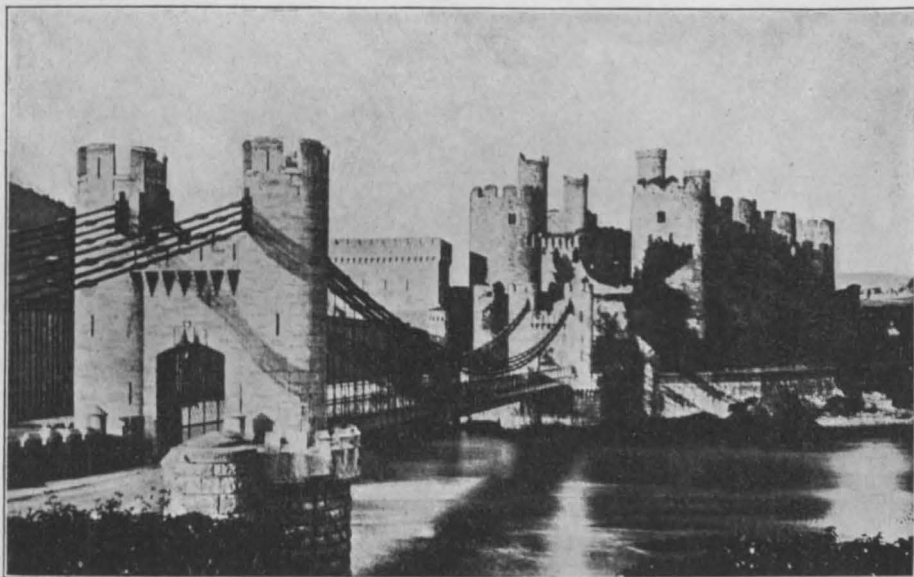


Fig. 285. Kettenbrücke bei Schloß Conway in der Straße London-Dublin. 1822—1826.

standsfähige durchgehende Längsträger auszubilden, ist man damals noch nicht gekommen.

Als später (1840) die Vorarbeiten für den Bau der Eisenbahn von Chester nach Holyhead in Gang kamen, plante man dafür anfangs auch eine Linie, die über die Menai-Kettenbrücke führte. STEPHENSON schlug vor, an beiden Enden der Brücke Stationen anzulegen und die Eisenbahnwagen mit Pferden hinüber zu schaffen. GILES wollte dagegen auf beiden Ufern Maschinen aufstellen und durch diese die Wagen mit Hilfe von Seilen hinüber ziehen lassen. Leutnant SMITTS und Professor BARLOW begutachteten¹¹⁵, daß die Brücke hierfür die nötige Sicherheit bieten würde. Gegen das Befahren der Brücke mit Lokomotive und Wagen zusammen, etwa mit Pferdegeschwindigkeit, erhoben STEPHENSON und GILES

¹¹⁵ Parlamentsverhandlungen. 1840. Vol. 55. Report on the communication between London and Dublin.

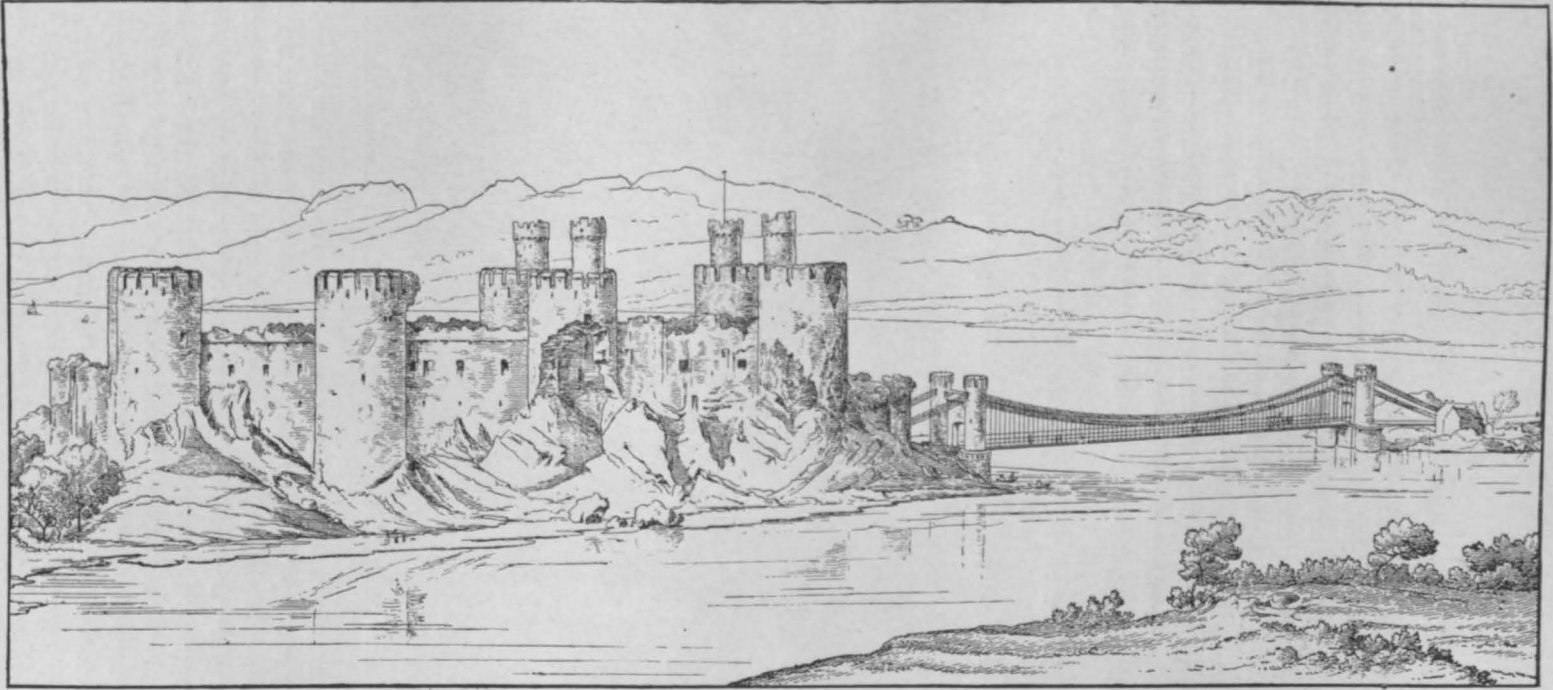


Fig. 286. Das erste perspektivische Bild der Conwaybrücke nach einer Handzeichnung von SCHINKEL. 1827.

Einwendungen, wahrscheinlich bestimmt durch schlechte Erfahrungen beim Bau der ersten Eisenbahn von Stockton nach Darlington (1825—1830). Dort hatte man über den Teesfluß eine Kettenbrücke von 73 m mittlerer Stützweite gebaut, die beim *Übergang der Lokomotivzüge* so bedeutend schwankte, daß man sie anfangs durch Holzjoche absteifen und schließlich ganz beseitigen mußte. Weitere Bemerkungen über die Frage der Sicherheit von Kettenbrücken, die von Eisenbahnzügen befahren werden, sind unter 49, S. 218, nachzulesen.

3. TELFORD erbaute gleichzeitig mit der Menaibrücke (1822—1826) die in der nämlichen Straße von London nach Dublin liegende Conwaybrücke. Der Conwayfluß führt, etwa 2 km oberhalb seiner Mündung, an der Ruine des alten von *Eduard I.* (1284) erbauten Schlosses vorüber und wird in dessen Nähe von der Kettenbrücke überspannt (Fig. 285), deren mittlere Stützweite etwa 98 m beträgt, bei 1:14,64 Pfeilverhältnis. Ihre 5,2 m breite Fahrbahn wird von acht Kettensträngen getragen, deren Anordnung im wesentlichen mit derjenigen der Ketten der Menaibrücke übereinstimmt. Es fehlen nur die erwähnten Querverbände zwischen den Tragketten und die Zugstangen in den Seitenöffnungen der Rückhaltketten.

Fig. 286 gibt das erste öffentlich bekannt gewordene Bild der Conwaybrücke¹¹⁶, das der damalige Geh. Oberbaurat SCHINKEL 1826 an Ort und Stelle aufgenommen hat.

58. Die ersten Kabelbrücken Frankreichs und die ersten Kettenbrücken auf französischem Boden (1821—1824).

1. Englische Kettenbrücken wurden schon im Jahre 1823 ein Ausfuhrartikel: NAVIER, der berühmte Ingenieur und Mathematiker, der 1821 und 1823 in England

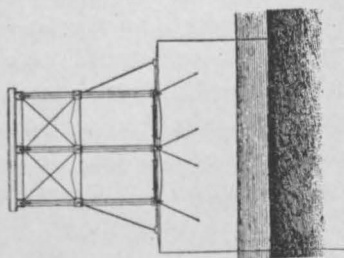


Fig. 288. Querschnitt.

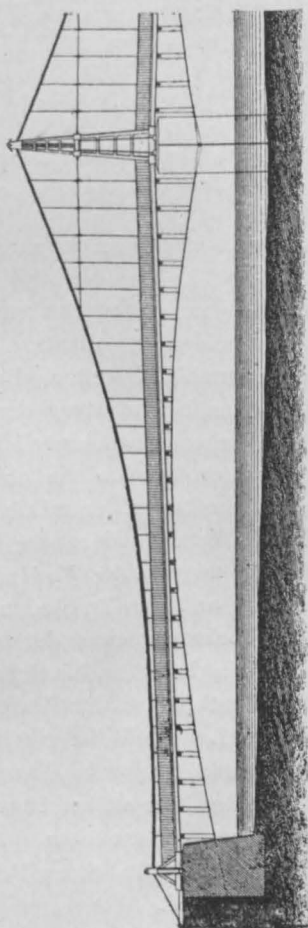


Fig. 287. Ansicht.

Fig. 287—288. Brücke über den St. Suzannefluß auf der Insel Bourbon, 1823.

¹¹⁶ KRIGAR, SCHINKEL und WEDDING, Die Kettenbrücken über die Meerenge Menai, die von Aber-Conway und Hammersmith. Verhandl. des Ver. f. d. Beförd. des Gewerbestandes in Preußen. 1828. S. 234.

war, um die dortigen Kettenbrücken zu studieren (59), sah auf einem Eisenwerke in der Nähe von Sheffield zwei solche Brücken, vollständig zusammengestellt, die nach der französischen Insel Bourbon (im Indischen Ozean) verschifft werden sollten. BRUNEL der Ältere (1769—1849), ein geborener Franzose, der längere Zeit (1793—1799) in Amerika lebte und dann nach London übersiedelte, hatte den Bau jener beiden Brücken auf Kosten der französischen Kolonie der Insel übernommen. NAVIER hat uns davon eine ausführliche Beschreibung geliefert. Danach handelte es sich um die Brücke über den *St. Suzannefluß*, mit zwei Öffnungen von je 40,2 m Stützweite und über den *Matfluß*, die nur eine Öffnung

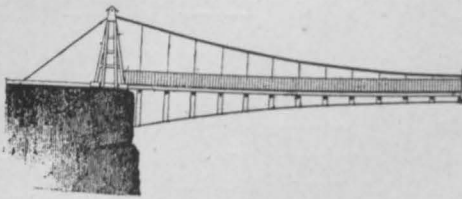


Fig. 289. Brücke über den Matfluß auf der Insel Bourbon. 1823.

von 40,2 m überspannt (Fig. 287 bis 289). Beide Bauwerke waren im wesentlichen nach gleichen Grundsätzen angeordnet. Bei der Suzannebrücke war das Pfeilverhältnis 1:11,135, bei der Matbrücke 1:13,5. Diese beiden bedeutenden Schöpfungen BRUNELS zeigen gegenüber den bisher beschriebenen Bauten einige *Neuerungen*, die — ob-

wohl sie nicht in allen Teilen empfehlenswert sind — zuerst erläutert werden sollen:

a) Aufstellung nur eines einzigen Mittelpfeilers mit je einem halben Kettenbogen in den beiden anstoßenden Öffnungen. Diese Anordnung erscheint im allgemeinen unvorteilhaft, weil die Beweglichkeit der Ketten dadurch unnötig vergrößert wird, denn bei Belastung der einen muß die andere Öffnung als Rückhalt dienen. Beim Vorhandensein einer Mittelöffnung liegen diese Verhältnisse günstiger.

b) Abgeschwächt werden die obigen Nachteile der Beweglichkeit durch die von BRUNEL eingeführten, unterhalb der Bahn angebrachten *Gegenketten*, die in *schrägen Ebenen* liegen und an der Fahrbahn aufgehängt sind, sowie namentlich auch durch die *wagerechten Verbindungsstangen*, die in jeder Öffnung zwischen den Stützpfeilern und den Tragketten eingelegt sind und dem besonderen Zwecke dienen, bei Teilbelastung einer der beiden Öffnungen, gegenseitige Verschiebungen der Tragketten möglichst zu beschränken. Die durch die Gegenketten herbeigeführte Unbestimmtheit bei der Ermittlung der von Tragketten und Gegenketten aufzunehmenden Lastanteile ist ein Nachteil dieser besonderen Bauart.

c) BRUNEL führt *hängende Pendelstützen* ein, um den Stützpfeiler von Bogenkräften zu entlasten, wie sie bei Anwendung von Rollenlagern bei deren Bewegung infolge der Reibungen entstehen. Andererseits wird durch die fast reibungslose Pendelstützung der Ketten deren Beweglichkeit erhöht, und zwar umsomehr, je länger die Pendel sind.

d) BRUNEL wendet Kettenglieder an, die als *Schleifen* von großer Länge erscheinen (Fig. 290—292). Obwohl deren Herstellung aus Rundeisen (oder Quadrateisen) bequemer ist, weil die Bolzenaugen dabei einfach über einem Dorn gebogen werden können, so empfehlen sich vollquerschnittige Flacheisenketten doch

viel mehr. Denn diese können ohne Schweißung voll geschmiedet und darauf — wie zum ersten Male (1824—1826) bei der *Hammersmithbrücke* (73) geschehen — an den Enden durch Bohren mit Augenlöchern versehen werden. Auch ist

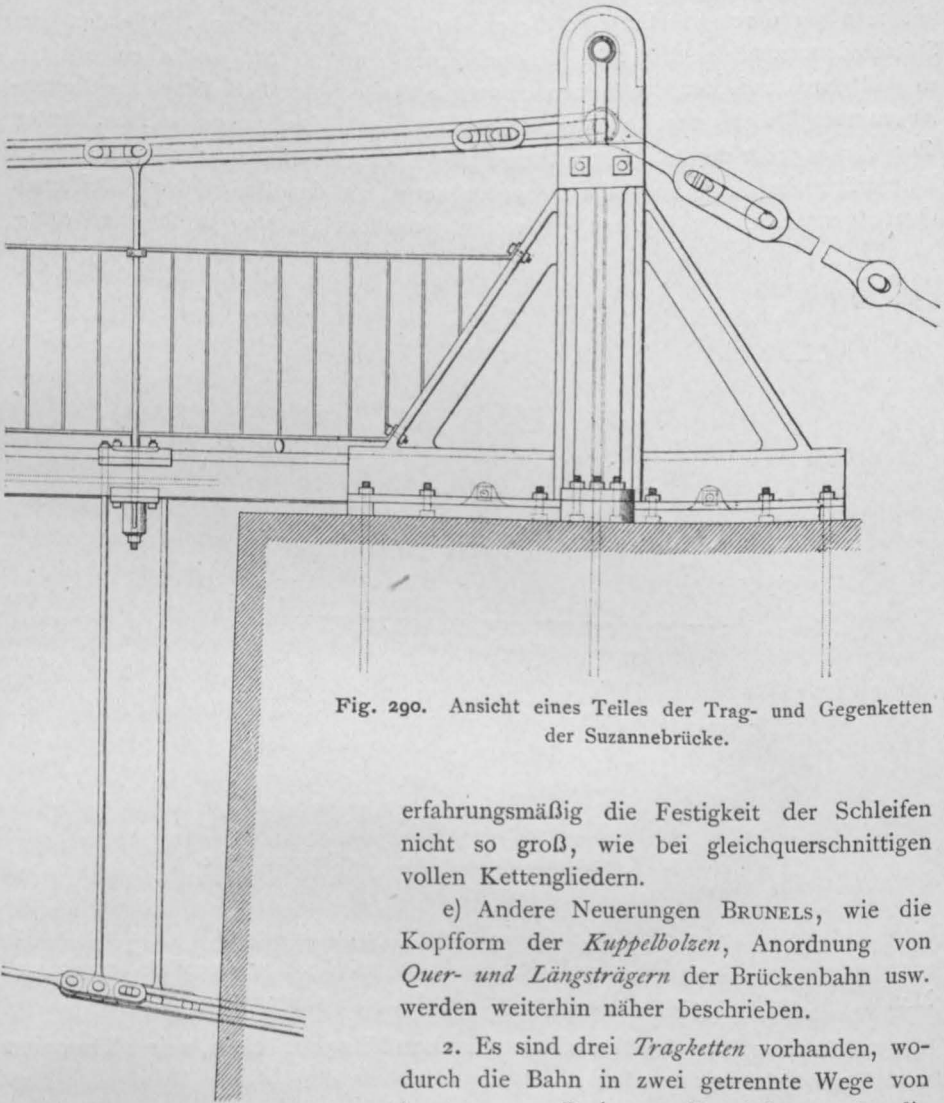


Fig. 290. Ansicht eines Teiles der Trag- und Gegenketten der Suzannebrücke.

erfahrungsmäßig die Festigkeit der Schleifen nicht so groß, wie bei gleichquerschnittigen vollen Kettengliedern.

e) Andere Neuerungen BRUNELS, wie die Kopfform der *Kuppelbolzen*, Anordnung von *Quer- und Längsträgern* der Brückenbahn usw. werden weiterhin näher beschrieben.

2. Es sind drei *Tragketten* vorhanden, wodurch die Bahn in zwei getrennte Wege von je etwa 3 m Breite geteilt wird, was für die kleine Spur der auf der Insel Bourbon damals

gebräuchlichen Fuhrwerke ausreichte (Fig. 291). Jede der drei Ketten besteht abwechselnd aus zwei 1,416 m langen Hauptgliedern und vier kurzen Kuppelgliedern, von nur 0,222 m Länge, erstere aus 3,5 cm starkem Rundeisen, letztere aus $3,5 \times 2,5$ cm Vierkanteisen gefertigt, wobei die Kuppelbolzen 5,1 cm Durchmesser haben. Einer der beiden Kuppelbolzen eines kurzen

Gliedes vereinigt zwei Haupt- und vier Kuppelglieder (Fig. 292) und trägt in der Mitte zwischen den beiden innern dieser Glieder eine dort mit einem Auge versehene Tragstange. Dabei haben die Kuppelbolzen *an beiden Enden* Köpfe, die (von vorne gesehen) nicht kreisförmig, sondern halbseitig oval erscheinen, damit man sie durch die Schleifenglieder der Kette stecken kann. Die den drei Stützpfählen zunächst liegenden Kuppelglieder sind als *Stellglieder* eingerichtet, so daß durch zwischen die Bolzen eingelegte Keile (oder Paßstücke) die Kettenlängen nach Bedarf geregelt werden können (Fig. 292). Die 3,2 cm starken, runden *Tragstangen* jeder der drei Kettenstränge führen durch den betreffenden hölzernen Längsträger der Fahrbahn und sind weiter unten mit den Enden der gußeisernen Querträger verschraubt (Fig. 291). Die schräggestellten Tragstangen der vier Gegen-

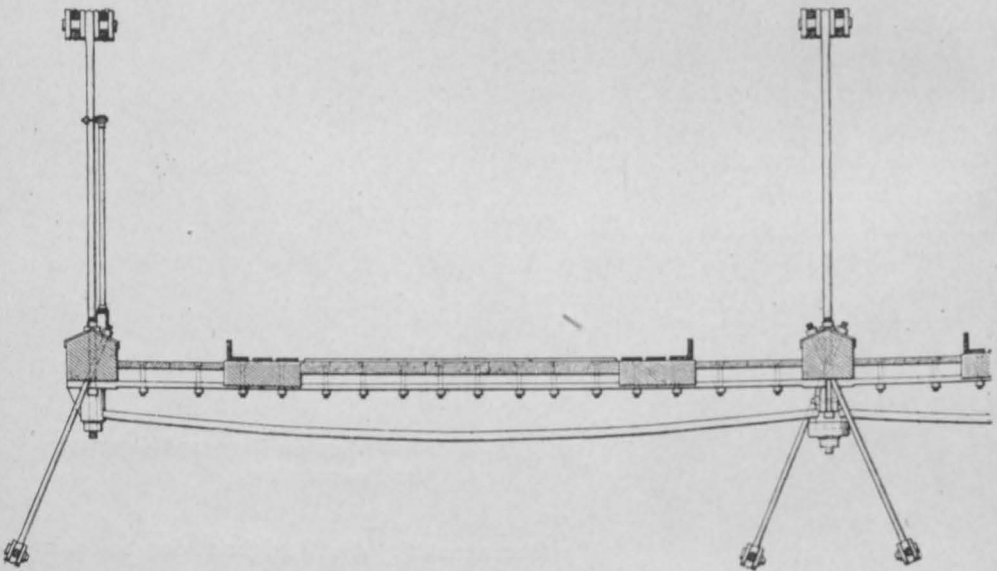


Fig. 291. Querschnitt der Fahrbahn der Suzannebrücke.

kettenstränge führen ebenfalls durch die Längsträger, auf deren Oberfläche sie verschraubt werden. Sonstige Einzelheiten sind aus den Fig. 290—292 zu entnehmen. Man vergleiche dazu auch die Angaben der Tabelle unter 75.

59. Naviers Bericht über die englischen Hängebrücken, seine Theorien und Entwürfe (1821—1824).

1. Die ersten wissenschaftlich gebildeten Ingenieure waren Franzosen (S. 55) und deren Leistungen im Kanal- und Brückenbau sind Jahrhunderte lang für die ganze technische Welt vorbildlich gewesen. Der Höhepunkt der technisch-wissenschaftlichen Leistungen der Franzosen fällt wohl in die Wende des 18. und 19. Jahrhunderts. Damals galt NAVIER als einer der vornehmsten Ingenieure und Mathematiker Frankreichs. So erschien es wohl gerechtfertigt, als er im Auftrage des Generaldirektors der Brücken, Straßen und Bergwerke Ende 1821 nach

England geschickt wurde, um die dortigen neuesten Erscheinungen im Bau von Hängebrücken zu studieren und darüber zu berichten.

NAVIERS Bericht¹¹⁷, der einen geschichtlichen und einen theoretischen Teil enthält und als dritten Teil die Beschreibung zweier von NAVIER verfaßten Entwürfe gibt, zeugt von bedeutender Beobachtungsgabe, von großem Scharfsinn und läßt eine umfassende Kenntnis des damaligen Standes der technischen Wissenschaften erkennen.

MALBERG¹¹⁸ hält in seiner Besprechung des Berichtes eine kurze Umschau über dasjenige, was vor NAVIER auf gleichem theoretischen Felde bereits geleistet worden war und berührt dabei die Arbeiten der älteren Gelehrten über die *Gleichgewichtsform der Seillinien*. Das sind, der geschichtlichen Folge nach, die Arbeiten von GALILEI, der Brüder BERNOULLI, von LEIBNITZ, HUYGHENS, DAVID, GREGORY und EULER. Darunter hat GREGORY (1661—1708)¹¹⁹ als erster die Tauglichkeit der umgekehrten Kettenlinie für hölzerne und steinerne Brücken nachzuweisen versucht. Die erstmalige Anwendung dieser »umgekehrten« Linie,

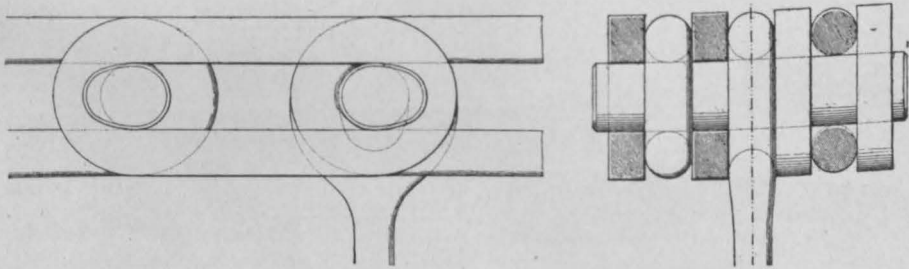


Fig. 292. Kuppelglieder der Suzannebrücke.

der *Stützlinie*, rührt aber von GERSTNER her (St. II. 50 a). Während aber die meisten der berühmten Vorgänger NAVIERS den vorliegenden Fall der Seillinie wesentlich nur rein mathematisch behandeln, hat dieser die bekannten Formeln in ebenso klarer als eingehender Weise auf die Berechnung von Kettenbrücken angewendet.

NAVIER behandelt dabei folgende Gegenstände: Den Einfluß der Brückenlasten auf die Gestalt und Spannungen der Kette; das Gleichgewicht der Stützpfiler bei einer oder mehreren Brückenöffnungen; die Biegelinie der durch ihr Eigengewicht belasteten Rückhaltketten; die verschiedenen Arten der Kettenverankerungen; die Berechnung der Kettenstärke unter Benutzung der Ergebnisse der zuverlässigsten

¹¹⁷ NAVIER, Rapport à Monsieur Becquey, Conseiller d'état, Directeur Général des Ponts et Chaussées et des Mines; et *Mémoire sur les Ponts Suspendus*; Deuxième Édition, augmentée d'une *Notice sur le Pont des Invalides*. Paris. 1823—1830.

¹¹⁸ MALBERG, Historisch-kritische Bemerkungen über Kettenbrücken. Zeitschrift für Bauwesen. 1859. S. 400.

¹¹⁹ Philos. Transactions. Abridged. I.

damaligen Versuche¹²⁰ über die elastische Längenänderung des Eisens (GAUTHEY, RONDELET, DULEAU, BARLOW, PICTET); die elastische Verlängerung der Ketten bei außerordentlichen Belastungen; den Einfluß einer Verlängerung der Rückhaltketten auf die Tragketten; den Ersatz von Eisen durch Holz in den Tragketten; den Einfluß des Temperaturwechsels auf die Ketten, wobei besonders die Beobachtungen von SMEATON, LAPLACE, LAVOISIER, DULONG und PETIT berücksichtigt werden; die dynamischen Einflüsse von Lasten auf die Schwingungen in den lotrechten Träger-ebenen; die Längsbewegungen infolge der elastischen Eigenschaften des Eisens; die Einflüsse des Windes auf Ketten und Brückenbahn und die dadurch verursachten Schwingungen der Träger in wagerechter Ebene; das Gleichgewicht der Ketten und Tragstangen. Er schließt seine theoretischen Untersuchungen mit einer Besprechung der baulichen Gesamtanordnung von Kettenbrücken und der möglichen Grenzen der Stützweiten.

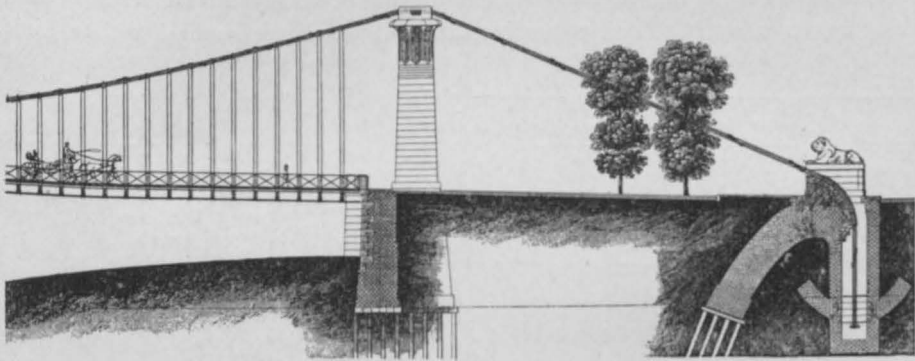


Fig. 293. Ansicht und Längsschnitt der Invalidenbrücke über die Seine in Paris.
Nach dem Entwurfe NAVIERS. 1823.

2. NAVIERS Theorie der Hängebrücken war die erste auf diesem Gebiete. Sie ist ein halbes Jahrhundert lang grundlegend und maßgebend geblieben. Auf praktischem Felde des Hängebrückenbaues hat NAVIER jedoch keine Erfolge erzielt, woran eine besonders unglückliche Verkettung von widrigen Umständen Schuld war. Der ausgezeichnete Mann mußte es erleben, daß der nach seinem Entwurfe und unter seiner Oberleitung in Angriff genommene Bau einer Kettenbrücke auf den Elysäischen Feldern in Paris vollkommen mißglückte. Die Brücke sollte dem Invalidenhaus gegenüber über die Seine führen, weshalb sie gewöhnlich die Invalidenbrücke genannt wird. Sie überspannte den Fluß mit einem Kettenbogen von 150 m Stützweite, mit dem Pfeilverhältnis 1 : 15. Die Breite der Fahrbahn maß zwischen den Geländern 8,7 m. Die Tragketten waren (nach

¹²⁰ GAUTHEY, *Traité de la constr. des ponts*. Tome II. Paris. 1813. — RONDELET, *Traité théorique et pratique de l'art de bâtir*. Tome IV. Paris. 1812. — DULEAU, *Essay théorique et expérimental sur la résistance du fer forgé*. Paris. 1820. — BARLOW, *Essay on the strength and stress of timber*. London. 1824. — PICTET in *Bibliothèque universelle de Genève*. Mars. 1816.

BRUNEL, Fig. 290—292) aus *Schleifengliedern* (also unzweckmäßig) gebildet und diese lagen in drei Reihen übereinander, so daß die Kuppelbolzen lotrecht zu stehen kamen.

Der Entwurf NAVIERS, dessen weitere bauliche Einzelheiten in seinem Berichte ausführlich beschrieben werden, hatte einem Ausschuß von hervorragenden Ingenieuren, darunter PRONY, SGANZIN, BRUYÈRE, LEPÈRE und BERIGNY, vorgelegen und war darauf vom Generalrate der Brücken und Straßen zur Ausführung empfohlen worden. Die Herstellung erfolgte durch eine Baugesellschaft und die Arbeiten begannen im Juli 1824. Als nun im September 1826 die Brückenbahn bereits fast ganz an den Ketten aufgehängt war, zeigten sich plötzlich unter den Stützpunkten der Ketten auf den Uferpfeilern Risse im Mauerwerk, wobei ein großer Teil der Quader brach. Der Schaden war nicht zu verbessern. Der Pfeiler wich mehr und mehr aus, bis schließlich das vollständige Aufhängen der Fahrbahn nicht mehr versucht wurde. Der Stadtrat von Paris, dem der Platz der Brücke schon immer nicht gefallen hatte, weil dadurch das Invalidenhaus verdeckt wurde, bestand dann hartnäckig auf gänzliche Beseitigung des Bauwerkes. So wurde die Brücke noch im Jahre 1826 wieder abgebrochen. Näheres über die Entkräftung der bei dieser Gelegenheit dem Entwurfverfasser NAVIER gemachten Vorwürfe vgl. man in den angegebenen Quellen ¹²¹.

PRONY hat (1837) in seinem Urteil über das beklagenswerte Ereignis wörtlich gesagt:

1. »Que l'évènement du pont des invalides devait être considéré seulement comme un de ces accidents plus ou moins graves que les ingénieurs rencontrent souvent dans les grands travaux.«

2. »Que le remède était aussi facile que peu dispendieux, puisqu'il s'agissait seulement d'augmenter la résistance des contre-forts etc.«

3. Am Schluß des dritten Teiles seines Berichtes gibt NAVIER noch die Beschreibung und Zeichnung seines Entwurfes für eine an Ketten aufgehängte Kanalbrücke (pont-acqueduc) mit gußeisernem Wasserbehälter und gußeisernen Querträgern. Der Querschnitt dieser Brücke ist unter 80 zu vergleichen. Auch berichtet er ¹²² über die von ihm berechnete, an Ketten aufgehängte Wasserleitung, die Graf CHABROL (nach eigener Idee) auf seinem Gute Crouzol (Département du Puy de Dôme) im Jahre 1822 von CAGNIARD-LATOIR herstellen ließ.

¹²¹ NAVIER, De l'entreprise du pont des Invalides. Paris. 1827. — Artikel des Moniteur vom 29. Februar 1828. Auch Journal du Génie civil, des sciences et des arts. Band I. 1828. S. 442. — v. GERSTNER, Handbuch der Mechanik. Prag. Band I. 1831. — Annal. des ponts et chaussées. 1837. I. S. 13.

¹²² Im »Mémoire«, S. 60.



Fig. 294. Southwarkbrücke über die Themse in London. Weite 73 m. 1824.

§ 7. Die gußeisernen Bogenbrücken.

60. Die Anfänge und die Brücke von Coalbrookdale.

1. In der Einleitung (9) war bereits von den ersten eisernen Brücken die Rede. Danach scheint der venetianische Ingenieur VERANTIVS zuerst auf den Gedanken gekommen zu sein, Brücken, Dächer und Decken aus Glockenmetall zu gießen. Er skizziert einen Brückenbogen (Fig. 84, S. 52) und spricht dabei über dessen Herstellung und Kosten. An Gußeisen als Baustoff scheint VERANTIVS nicht gedacht zu haben, obwohl man bereits 200 Jahre vor seiner Zeit nicht allein bronzene, sondern auch *gußeiserne* Geschütze wohl zu gießen verstanden hat.

Im Altertum kannte man das Gußeisen noch nicht und selbst bis zur Mitte des 18. Jahrhunderts hat man im Bauwesen Eisen überhaupt meist nur zu Nebenzwecken verwendet, z. B. für geschmiedete Klammern, Ankerketten, Beschläge, später besonders auch für Verstärkungen von Holzverbindungen und Verankerungen von Gewölben und Kuppeln¹²³. Im übrigen beherrschten bis zur Wende des 18. und 19. Jahrhunderts Stein und Holz das gesamte Bauwesen.

Es ist natürlich, daß man bei den ersten Plänen für eiserne Brücken als Vorbilder die altrömischen und mittelalterlichen Steinbrücken (7) zu Grunde legte und diese in Eisen nachzubilden suchte. Die ersten derartigen Bestrebungen gingen von französischen Ingenieuren aus. DESAGUILLIERS befaßte sich mit dem Entwurfe einer eisernen Themsebrücke. GARRIN hatte im Jahre 1719 bereits angefangen, seinen Plan, über die Rhône in Lyon eine gußeiserne Brücke zu schlagen, ins

¹²³ MEHRTENS, Eisen und Eisenkonstruktionen. Berlin. 1887. S. 18, 23 u. 39.

Werk zu setzen, schreckte aber vor den Schwierigkeiten und Kosten der Ausführung zurück, so daß die geplante Brücke aus Holz gebaut wurde. In den Jahren 1755 bis 1779 beschäftigten sich die französischen Ingenieure GOIFFON, GALIPPE und DE MONTPETIT mit verschiedenen Entwürfen von eisernen Brücken für die Rhône¹²⁴.

DE MONTPETIT sagt, man habe »in verschiedenen Zeiten die Anwendung des Eisens, als das unter allen Baustoffen zäheste und am wenigsten zerbrechliche Mittel«, für Brückenbauten vorgeschlagen. Er glaubt, daß diese Idee auch den Architekten des Altertums nicht ferngelegen habe. Daß keiner der oben erwähnten Entwürfe verwirklicht werden konnte, lag nach DE MONTPETIT in der damals noch zu geringen Kenntnis von den technischen Eigenschaften des Eisens, an Vorurteilen oder Parteilichkeit, wie solche sich immer gegen neue Dinge wenden, oder auch an Fehlern des Entwurfes hinsichtlich der Stabverbindungen.

Die letztgenannte Ursache der Mißerfolge wird wohl die entscheidende gewesen sein. Denn einerseits fehlte es damals immer noch an geeigneten Werkzeugen und Maschinen zur Formgebung des schmiedbaren Eisens und andererseits verstand man es noch nicht, Gußeisenteile ausreichend dauerhaft miteinander zu verbinden.

Im Mittelalter war der Hammer das alleinige Werkzeug des Schmiedes und sogar noch an der Schwelle des eisernen Jahrhunderts galt das Bearbeiten eines Schmiedestückes von über 200 kg Gewicht als eine außerordentliche Leistung. Dagegen erforderten Stein und Holz nur einfache Hilfsmittel. Von Alters her wußte man sie auch tüchtig zu bearbeiten und zu verbinden. So wirkte im Bauwesen ihr Wettbewerb anfänglich auf die keimenden Ideen einer ausgedehnteren Verwendung des Eisens erdrückend.

Eine Bemerkung des englischen Ingenieurs SMEATON, der um die Mitte des 18. Jahrhunderts das Gußeisen als Baustoff im Maschinenbau eingeführt hat, läßt die Schwierigkeiten erkennen, die sich ihm damals noch entgegenstellten. Er sagt: »Als ich vor 27 Jahren zum ersten Male Gußeisen für gewisse Zwecke verwendete, da rief Alles, wie kann sprödes Gußeisen halten, wenn das stärkste Zimmerholz nicht widersteht? Die Gußstücke arbeiten heute noch und ihr Gebrauch, der zuerst in Nordengland gemacht wurde, ist seit der Zeit allgemein geworden«.

2. Dampfkessel, Walzgerüste, sogar Wasserräder wurden aus Gußeisen gemacht. SMEATON verwendete es auch im Mühlenbau und für den weltberühmten Leuchtturm von Eddystone. In *Coalbrookdale* goß man (1767) die erste brauchbare Schiene für die eigenen Pferdekohlenbahnen und drei Jahre später goß man dort die *erste feste eiserne Brücke der Welt* (Fig. 295—297), die Bogenbrücke über den Severn bei Brosely, von welcher bereits (unter 9) die Rede war. Die Brücke trat an die Stelle einer Fähre. Ihr geistiger Urheber, wenn auch nicht der Entwurfverfasser, war der Hüttenmeister JOHN WILKINSON, der damals schon prophezeit haben soll,

¹²⁴ DE MONTPETIT, Prospectus d'un pont de fer, d'une seule arche 1783. Journal de Littérature et des Beaux-Arts. 1779. Nr. 28 u. 32.

bald käme die Zeit, wo man in eisernen Häusern wohnen und in eisernen Schiffen das Meer befahren werde¹²⁵. Weil er immer wieder dahin drängte, die Brücke von Coalbrookdale aus Eisen zu bauen, sagte die Bevölkerung von ihm er sei »iron-mad«. Als aber der Architekt PRITCHARD in Shrewsbury, darüber befragt, WILKINSONS Meinung teilte, kam es schließlich zum wirklichen Bau der Brücke durch die Hüttenmeister REYNOLDS und DARBY in Coalbrookdale.

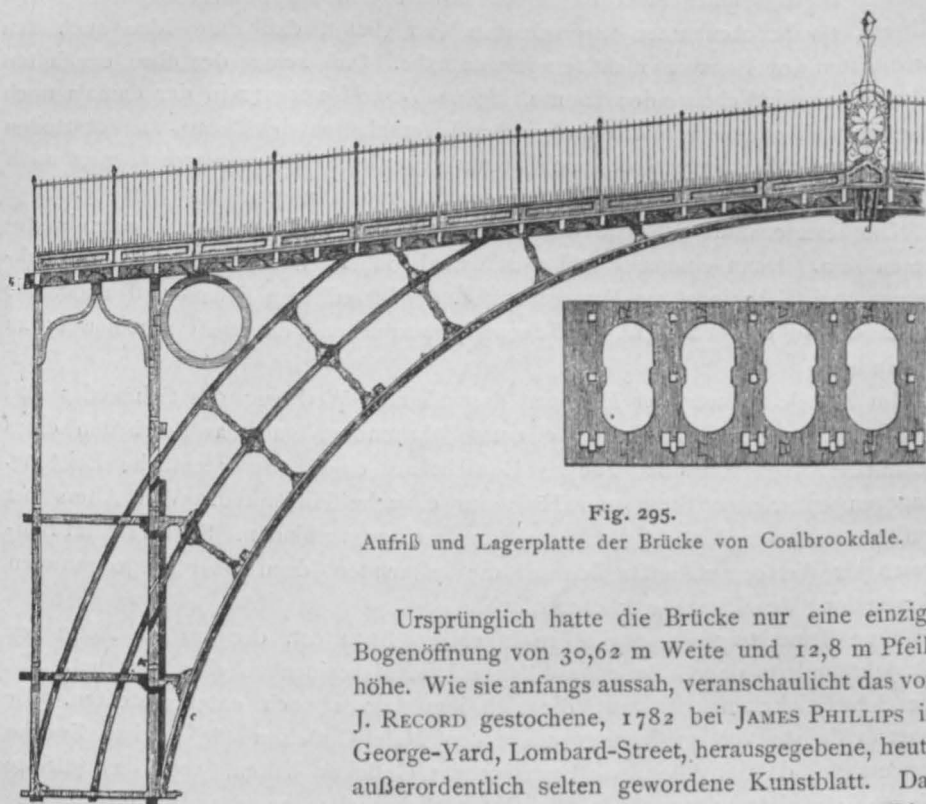


Fig. 295.

Aufriß und Lagerplatte der Brücke von Coalbrookdale.

Ursprünglich hatte die Brücke nur eine einzige Bogenöffnung von 30,62 m Weite und 12,8 m Pfeilhöhe. Wie sie anfangs aussah, veranschaulicht das von J. RECORD gestochene, 1782 bei JAMES PHILLIPS in George-Yard, Lombard-Street, herausgegebene, heute außerordentlich selten gewordene Kunstblatt. Das Blatt trägt die Unterschrift »To George the Third King of Great Britain This View of the Cast Iron Bridge near Coalbrook Dale in the County of Salop (in the England)«. Auf einem zweiten Kunstblatte des gleichen Verlages (in den Fig. 295 und 296 wiedergegeben) ist folgende Beschreibung der Brücke¹²⁶ zu lesen: »Dieser Aufriß stellt ein Gebind von Rippen der in Coalbrook Dale gegossenen eisernen Brücke dar, die über den Fluß Severn bei gedachtem Orte im Jahre 1779 errichtet und die erste ist, die je von gegossenem Eisen gemacht worden. Auf den Grundpfeilern von Werksteinen (die in dem perspektivischen Bilde zu sehen sind) wurden eiserne Grundplatten gelegt, mit Löchern, in denen die viereckigen

¹²⁵ SMILES, Lives of the Engineers. London. 1861. II. S. 356.

¹²⁶ W. L. RIEDEL, Nachrichten von eisernen Brücken. Sammlung nützl. Aufsätze u. Nachrichten, die Baukunst betreffend. Berlin. 1797. Band I. S. 157.

Säulen bb stehen. Gegen den Fuß, der Innensäule ruht die Hauptrippe cd auf der Grundplatte, welche Rippe aus zwei Teilen besteht, die mit Hilfe eines Schwalbenschwanzes in den eisernen Schußkeil d gefügt und mit Schrauben befestigt sind. Jeder Teil ist 70 Fuß lang.

Die kürzern Rippen gehen durch die viereckigen Säulen mittels Löcher, die deshalb dort gemacht sind (ff). Dann sind sie oben in die Balken gg , unten aber in die Grundplatten und Säulen eingelassen. Die zwei Riegel ii , die Zwischenträger, die Ringe und die Stützbänder verbinden die größern Stücke miteinander, um die Brücke vollkommen zusammen zu halten. Die Schrägstreben nn , das Querband oo und die obersten Platten pp verfolgen den gleichen Zweck, indem sie die Rippen und Säulen der Quere nach untereinander verbinden.

Die ganze Brücke ist mit eisernen Platten p bedeckt, die auf jeder Seite über die Rippen vorragen. Auf dieser Auskragung steht das gußeiserne Geländer. Die aus Lehm und Eisenschlacken gebildete Fahrbahn ist 24 Fuß breit¹²⁷. Der Bogen ist 100 Fuß 6 Zoll¹²⁸ weit gespannt und seine Höhe bis zum Mittelpunkt d beträgt 40 Fuß¹²⁹. Das Gewicht des Eisens der ganzen Brücke beträgt 378 Tonnen und 10 Zentner. Jede lange Rippe cc wiegt 5 Tonnen und 15 Zentner.

Es ist alles in offenem Sande gegossen, und nachdem man ein großes Gerüst errichtet hatte, wurde jeder Teil der Rippen mit Hilfe von starken Tauen und Ketten bis auf eine gewisse Höhe gehoben und dann so weit wieder herab gelassen, bis die obren Enden den Mittelpunkt d erreichten. Alle Hauptteile wurden in drei Monaten aufgerichtet, ohne alle Unglücksfälle, weder in dem Werke, noch an den Arbeitsleuten, noch weniger, daß die Fahrt auf dem Strom dadurch behindert worden wäre.

Auf der Stirn des Hauptbogens ist eingegossen: »This bridge was cast at Coalbrookdale and erected in the year 1779«.

Im Laufe der Zeit sind auf der Broselyseite noch zwei Seitenöffnungen hinzugekommen, offenbar weil das Widerlager dort ausgewichen ist, wobei sogar einzelne

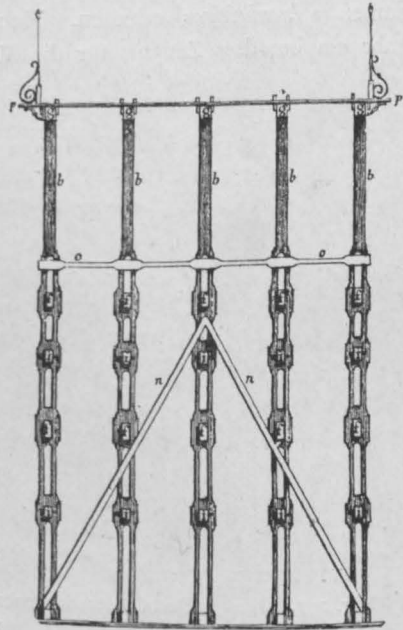


Fig. 296. Querschnitt der Brücke von Coalbrookdale. 1779.

¹²⁷ 7,3 m.

¹²⁸ 32 m.

¹²⁹ 12,2 m.

der Bogenrippen gebrochen sind¹³⁰. Im Jahre 1862 wurde die Brücke in allen Teilen gründlich untersucht, wobei in den Seitenöffnungen noch einige Anzeichen von der Wirkung der Bogenkraft der großen Öffnung bemerkt worden sind¹³¹. 1896 schrieb mir die Direktion der Werke von Coalbrookdale, der ich das Bild der Fig. 87 auf S. 56 verdanke, die Brücke sei »still in excellent preservation and is in daily use for a considerable traffic across the river Severn«. Das untenstehende neueste Bild der Brücke (Fig. 297) ist einer Postkarte entnommen, die ich von meinem Freunde, dem Ingenieur ROBERT JOHNSTON in Birkenhead, erhielt. Die in der Nähe der alten Brücke entstandene Stadt hat von ihr den Namen »Ironbridge« erhalten. Heute steht das Bauwerk fast 130 Jahre. Fürwahr ein beredtes Zeugnis für die Vorzüglichkeit des Eisens als Brückenbaustoff!

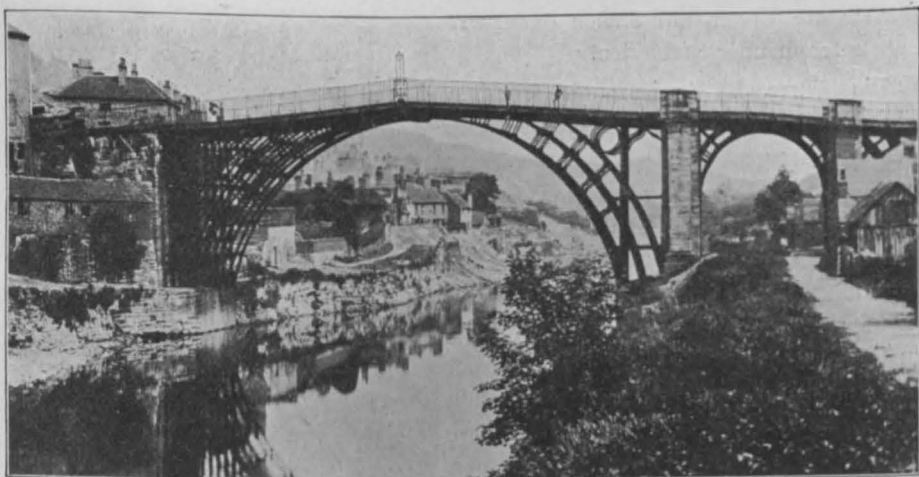


Fig. 297. Jetzige Gestalt der Severnbrücke bei Ironbridge (Brücke von Coalbrookdale).

1776—1779.

Nach dem Muster der Brücke von Coalbrookdale wurden gegen Ende des 18. Jahrhunderts viele solcher Brücken in England gegossen und sogar bis nach Amerika verschifft. Eine dieser in England selbst aufgestellten Musterbrücken — über den Teamfluß bei Stamford —, die etwa 18,3 m Weite erhielt, stürzte bald nach erfolgter Beseitigung ihrer Lehrgerüste ein. Als sie bis auf ihre Geländer fertig war, brach sie im Bogenscheitel und das ganze Eisenwerk stürzte in die Fluten. Ursache ihres Sturzes waren wahrscheinlich die schlechte Beschaffenheit des verwendeten Gußeisens oder mangelhafte Verbindung seiner Teile.

61. Englands Bogenbrücken im letzten Viertel des 18. Jahrhunderts.

1. Früher als die Brücke von Coalbrookdale gebaut worden ist, hat ein englischer Politiker TOM PAINE schon die Idee, gußeiserne Brücken zu bauen, zu

¹³⁰ Encyclopaedia Britannica. 8. Aufl. Art. »Iron Bridges«.

¹³¹ SMILES, Industrial Biography. 1863. S. 92.

verwirklichen gesucht. Während er in Amerika lebte, hatte PAINE bereits den Plan für den Bau einer 122 m weit gespannten Schuylkyllbrücke gefaßt. Er kam dann nach England, um ein Patent¹³² auf seine Erfindung zu nehmen und bestellte die Gußeisenteile im Hüttenwerke von WALKERS in *Rotherham* (Grafschaft York). Ehe PAINE aber alles nach Amerika verschiffen lassen konnte, brach die französische Revolution aus, und als er Geschäfte halber nach Paris reiste, wurde er dort elf Monate lang im Gefängnis zurückgehalten, entkam aber schließlich nach Amerika. Die bereits gegossenen Teile der geplanten Schuylkyllbrücke wurden nun in England für den Bau einer *Brücke über den Wear bei Sunderland* verwendet (1793—1796).



Fig. 298. Ursprüngliche Gestalt der Wearbrücke in Wearmouth bei Sunderland.
1793—1796.

Das für die damalige Zeit bewunderungswürdige Werk verwirklichte zum ersten Male die von den genannten französischen Ingenieuren, namentlich von DE MONT-PETIT, sowie auch von PAINE gepflegte Idee, eiserne Brücken nach dem Vorbilde der Steinbrücken zu bauen. Das geschah bei der Wearbrücke unter Anwendung von mit Rippen versehenen Hohlkörpern für die Bogenbildung (Fig. 298—301). Die einzelnen Wölbstücke wurden mit Hilfe von in Nuten liegenden Schweißeisenstäben untereinander verbunden. Sechs solcherart gefügte Bogenrippen (Fig. 300) trugen die aus einer Holztafel und darüber aus Zement und Kies hergestellte Fahrbahndecke von 15 m Breite. Die Zwickelfelder zwischen der obern

¹³² Specifications of Patents. No. 1667 aus dem Jahre 1788.

Bogenlaibung und der Fahrbahnunterfläche wurden durch Füllungen versteift, die aus aneinander gereihten Kreisringen bestanden. Die Bogenstützweite beträgt 73 m bei 13,65 m Pfeilhöhe. Die Lichtweiten (Fig. 298) sind etwas kleiner. Das Gesamtgewicht des Überbaues belief sich auf 214 Tonnen Gußeisen und 46 Tonnen Schweißeisen.

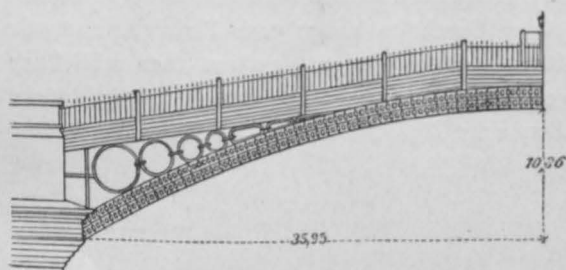


Fig. 299. Bogen der Wearbrücke.

Fig. 298 veranschaulicht die ursprüngliche Gestalt der Wearbrücke nach einem Kupferstich im *Monthly Magazine* vom Jahre 1796.

Der Bau der Brücke erfolgte auf Kosten der Freimaurerlogen in Sunderland. Unternehmer war der Großmeister ROLAND BURTON, Ent-

wurfverfasser wahrscheinlich WILSON, seines Zeichens ein Architekt. Das Gußeisen stammte aus dem bereits erwähnten Hüttenwerke von WALKERS in Rotherham. BURTON hatte ein Patent auf die nämliche Erfindung erhalten, die schon TOM PAINE patentiert worden war. Diese Erfindung wurde damals wie folgt beschrieben¹³³: »Die gegossenen Eisenklötze sind für die eigenen Plätze, die jeder einnehmen soll, zuge richtet und so gemacht, daß einer sich gegen den andern legt und daß sie

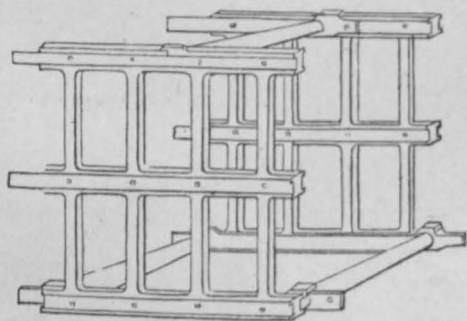


Fig. 300. Wölbstück der Wearbrücke.

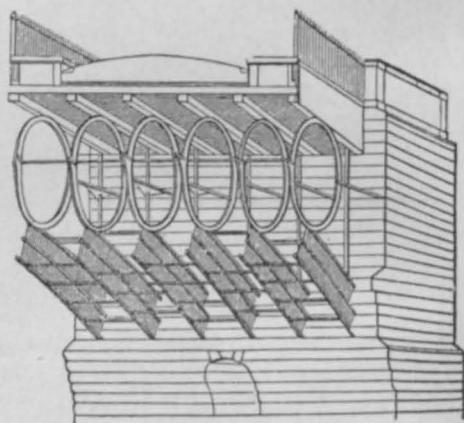


Fig. 301. Querschnitt der Wearbrücke.

mittels geschmiedeter eiserner Stangen, sowie auch geschmiedeter oder gegossener eiserner, auf jeder Seite befestigter und wagerecht zwischen die Rippen der Gußklötze eingefasster Riegel, jede darauf zu legende Verbindung unterstützen mögen.«

RIEDEL¹³⁴ hat (in der angegebenen Quelle) nach den verschiedenen, etwas

¹³³ Nach *Monthly Magazine*, Sept. 1796, S. 541 u. 652.

¹³⁴ RIEDEL, Fernere Nachrichten von eisernen Brücken. Sammlung nützl. Aufsätze usw. 1798. Bd. I. S. 28 ff.

unklaren englischen Beschreibungen genaue Zeichnungen von den Wölbstücken der Wearbrücke veröffentlicht (Fig. 300). Dabei gibt er auch den Entwurf einer ähnlichen gußeisernen Bogenbrücke, den er für geeignet hält, bei der Wiederherstellung einzelner Öffnungen der 1594—1597 gebauten steinernen Brücke über die Weser bei Minden, verwendet zu werden. Seine hierbei angestellten vergleichenden Kostenberechnungen usw. vergleiche man in der angegebenen Quelle.

2. Die feierliche Einweihung der Wearbrücke erfolgte am 9. August 1796 im Beisein des Prinzen Wilhelm von Gloucester und der Abgesandten aller großbritannischen Freimaurerlogen, die unter Musik und Kanonendonner über die Brücke zogen, in deren Umkreis sich über zwanzigtausend Zuschauer angesammelt hatten. Der Grundstein der Brücke war unter ähnlichen großen Feier-

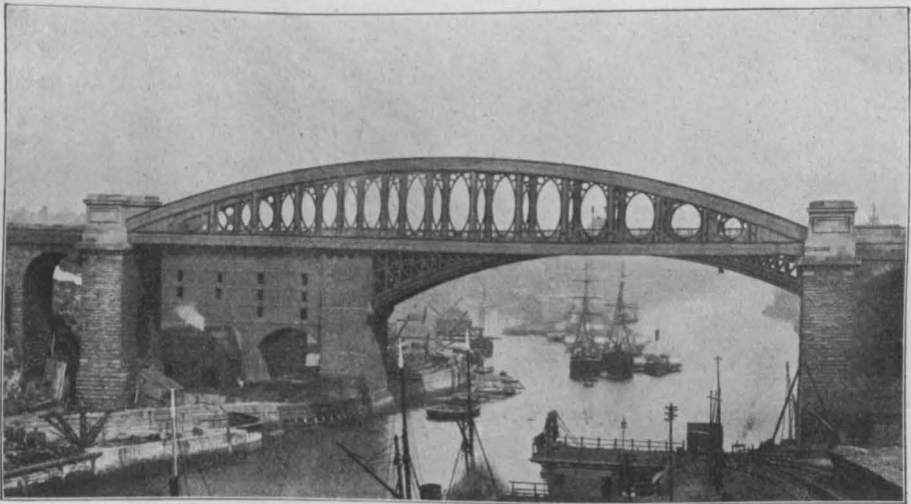


Fig. 302. Jetzige Gestalt der Wearbrücke. 1907.

lichkeiten gelegt worden. Die lateinische Inschrift des Grundsteines lautet in freier Übersetzung:

Zu der Zeit — Als die Wut der französischen Bürger — Gottlosigkeit befahl — Und die Völker Europas — Mit eisernem Kriege beunruhigte — Beschloß — ROLAND BURTON ESQUIRE — Der nach besseren Zielen strebte — Die steilen und klippenreichen Ufer — *Des Wearflusses* — Durch eine eiserne Brücke zu vereinigen — Er legte glücklich den Grund — Am 24. September — Im Jahre des menschlichen Heiles — 1793 — und im 33ten der Regierung — GEORG DES DRITTEN.

In Gegenwart — WILLIAMS HENRY LAMBTON, ESQUIRE — Großmeister der Provinz — Nebst einem achtungswerten Kreise — Von Brüdern des Freimaurerordens — Des Magistrates und der Vornehmsten — Der Gentlemen aus der Grafschaft Durham — Begleitet — Von einer großen Volksmenge — Lange mögen die Spuren — Einer nicht vereitelten Hoffnung dauern.

Die Wearbrücke steht heute noch, obwohl ihre Hauptträger in den Jahren 1858—1859 durch ROBERT STEPHENSON umgebaut worden sind. Darüber erhielt ich — durch die Vermittlung des Herrn ROBERT JOHNSTON in Birkenhead — aus Sunderland folgende Mitteilungen: Die Widerlager blieben unverändert bestehen, jedoch verbreiterte man die Fahrbahn durch Anbauen von Fußwegauslegern und unterstützte sie durch drei schweißeiserne Blechträger in Kastenform. Zwischen diesen Trägern und dem gußeisernen Bogen legte man neue Bogenzwikel ein, bestehend aus schmiedeeisernem Strebenfachwerk. Im Bilde der Fig. 302 sieht man die umgebaute Brücke im Hintergrunde. Die vordere Hochbrücke, über welche die Gleise der Nord-Ost-Eisenbahn führen, stammt aus dem Jahre 1877.

3. Als der Bau der Wearbrücke noch im Gange war, faßte TELFORD (Fig. 275, S. 250) den Plan für eine zweite Severnbrücke, die darauf bei Buildwas — mitten



Fig. 303. Severnbrücke bei Buildwas. 1793—1796.

zwischen Shrewsbury und Bridgenorth — an Stelle einer von der Hochflut fortgerissenen Holzbrücke errichtet wurde (1795). TELFORD ordnete eine einzige Bogenöffnung von 39,65 m Weite an und fünf Hauptträger, von denen jeder im Untergurt flach gespannt und in drei Teilen gegossen war. Diese Flachbogen wurden an jeder Widerlagenseite von unten noch durch eine besondere Bogenrippe gestützt, die an den beiden Stirnseiten des Bauwerkes über Fahrbahnhöhe hinausführte (Fig. 303) und in den so gebildeten Bogenzwickeln Fachwerkfüllungen erhalten hatte. TELFORD hat bei dieser eigentümlichen Anordnung die Absicht gehabt, dem Erddruck der Widerlager entgegen zu arbeiten, denn er sagt von den Bögen wörtlich¹³⁵: »the back of each abutement is in a wedge-shape so as to throw off laterally much of the pressure of the earth«. Das Gesamteisengewicht der Brücke betrug nur 173 Tonnen, gegenüber dem Gewichte der Broselybrücke von 385 Tonnen.

¹³⁵ SMILES, Lives of the Engineers. London. 1861. Vol. II. S. 360.

Die alte Brücke, deren Bild in den Fig. 303 und 304 wiedergegeben ist, stand noch bis zum Winter 1905. Dann ist sie durch eine Fachwerkbrücke ersetzt worden¹³⁶.

62. Die ersten Eisenbrücken auf dem europäischen Festlande.

1. Die ersten Eisenbrücken des europäischen Festlandes wurden in *Preußen* gebaut. Kaum war die Kunde vom Bau der englischen eisernen Brücken auf das Festland gelangt, als man sich auch dort schon rührte, um Gleiches zu leisten. Wie schon erwähnt (9), hat das Königliche Eisenhüttenwerk Malapane bereits im Jahre 1794 für den Grafen von Burghaus in Laasan (Niederschlesien) eine Bogenbrücke gegossen, deren Einzelheiten nach dem berühmten Muster der ersten Severnbrücke

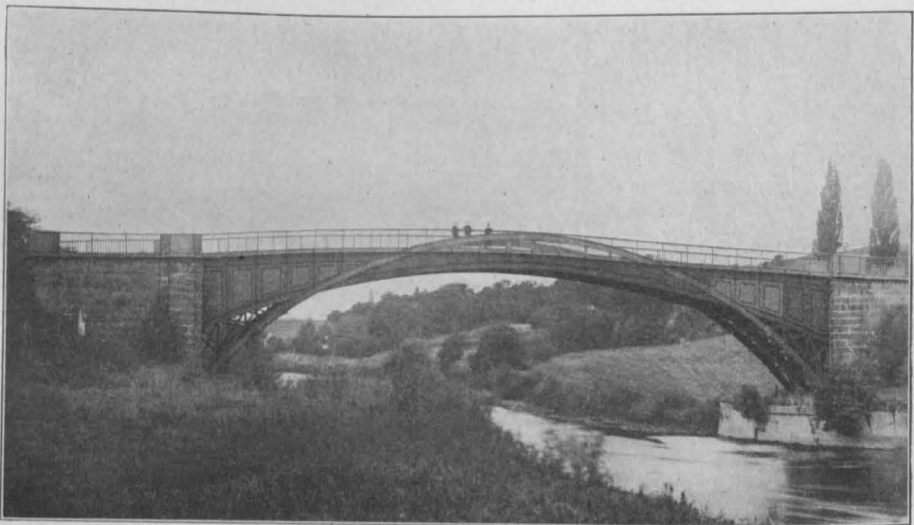


Fig. 304. Letzte Aufnahme der Severnbrücke bei Buildwas, vor ihrem Umbau (1906).

gebildet waren. Die 1796 fertiggestellte Brücke führt über das Striegauer Wasser. Auch sie ist noch in gutem Zustande. Sie liegt bei Laasan, in der Chaussee Saarau - Laasan - Kappendorf - Bertholdsdorf. Herr Kreisbaumeister GRAEVE in Schweidnitz, dem ich das neueste Bild der Brücke (Fig. 307) verdanke, schrieb mir 1896, daß die Brücke bis zurzeit in ihrem ursprünglichen Zustande erhalten worden ist und auch beim Neubau des über sie führenden Weges als Chaussee erster Ordnung eine Verstärkung nicht erfahren hat, nur sind einige unwesentliche Teile, die im Laufe der Zeit schadhaft geworden waren, ergänzt worden. Nach einer weiteren gütigen Mitteilung des damaligen Landesbaurats der Provinz Schlesien, Herrn Geheimen Baurat KEIL, ist die Brücke, obwohl zwischen den Geländern nur 5,9 m breit, ihrer hohen baugeschichtlichen Bedeutung wegen bisher nicht umgebaut worden.

¹³⁶ Nach Mitteilung des Herrn Ingenieur ROBERT JOHNSTON in Birkenhead.

Die Brücke hat 13 m Weite bei 2,9 m Pfeilhöhe und etwa 6 m Breite. Wie die Severnbrücke besitzt sie fünf durch Querstangen untereinander verbundene Hauptträger, von denen jeder aus drei Bogenrippen besteht, die mit Hilfe von bogenrecht stehenden Sprossen zu einem Ganzen vereinigt sind. Zweckmäßiger wie bei ihrem Vorbilde berühren sich die drei Rippen im Bogenscheitel, wo sie durch ein Schlußstück gehalten werden. Auch laufen die Rippen nicht, wie im Vorbilde, einander parallel, sondern sie sind von verschiedenen Kreismitteln aus geschlagen, was dem statischen Verhalten des Bogens wohl entspricht. Die Bogenzwickel haben Kreisringfüllungen erhalten. Die Fahrbahntafel ist aus gußeisernen Platten gebildet.

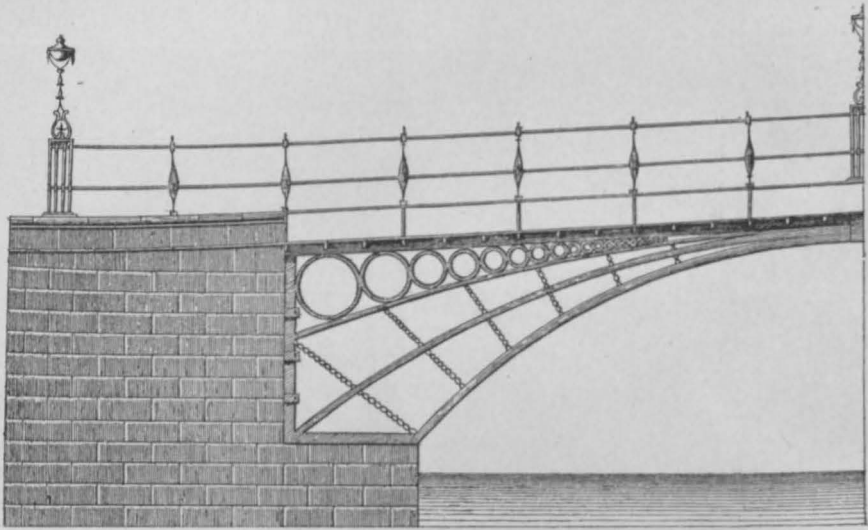


Fig. 305. Aufriß der Striegauer Brücke. 1796.

Nach der angegebenen Quelle¹³⁷ sind die Fig. 305 und 306 dargestellt. Sie veranschaulichen den ursprünglichen Zustand der Brücke. Nach schlesischen Provinzialblättern (vom Oktober 1796) wog das verwendete Gußeisen im ganzen etwa 47 Tonnen. Außerdem verbrauchte man etwa 700 kg Schweißisen. Die Gesamtbaukosten haben rund 20 000 Mark betragen. Das macht etwa 400 Mark für eine Tonne Eisen. Der *Schlußsteinquerträger*, in welchem sämtliche Bogenrippen sich vereinigen, geht durch die ganze Breite der Brücke; er wiegt 12 Tonnen. Seine Stirnplatten enthalten den Namen *Malapane* und die Jahreszahl 1794. Auf beiden Seiten des Brückengesimses ist durch große messingene, stark vergoldete Buchstaben die Inschrift angebracht:

»Errichtet auf Kosten des Reichsgrafen NICLAS WILHELM V. BURGH AUS auf Laasan.«

2. Sehr bald nach dem Guße der Striegauer Brücke bestellte die preußische Staatsregierung im Hüttenwerk Malapane ihre erste eiserne Brücke, die 1797 in

¹³⁷ RIEDEL, Anmerk. 126. 1797. S. 167.

Berlin an Stelle einer aus dem 18. Jahrhundert stammenden hölzernen Brücke aufgestellt wurde. Ihr Bau wurde vom Königlichen Oberhofbauamt geleitet und sie diente zur Verbindung der auf der späteren Museumsinsel gelegenen Bastion mit dem Friedrichswerder, führte also über den Kupfergraben nach der Straße »Hinter dem Gießhause«. Die hölzerne Brücke hieß bis zum Ersatz durch die eiserne die *Wallbrücke*, ihre Ersatzbrücke nannte man aber die *Eiserne Brücke*¹³⁸. Sie besaß 6 m Lichtweite, bei 2 m Pfeil und 9 m Fahrbahnbreite. Wie ihre Abbildung in der Fig. 308 erkennen läßt, war sie nach dem Muster der Striegauer Brücke angeordnet, jedoch mit starker Überhöhung ihrer Bahn im Bogenscheitel.

Schon 1825 wurde diese erste eiserne Brücke Berlins beseitigt und durch eine gewölbte Steinbrücke ersetzt. Die besonderen Gründe für ihren Ersatz habe ich — trotz mehrmaliger Erkundigung in Berlin — bis jetzt nicht erfahren können.

3. Auf den Bau der genannten deutschen gußeisernen Brücken folgte (1801 bis 1806) der Bau des *Pont des Arts* und der *Austerlitzbrücke* über die Seine in Paris (63) und dann (1811—1819) der Bau der *Vauxhallbrücke* und der *Southwarkbrücke* über die Themse in London (64). Ziemlich gleichzeitig mit den ersten Londoner Eisenbrücken ist eine größere Zahl von gußeisernen Bogenbrücken in Petersburg entstanden, von denen die ersten beiden schon 1812 bis 1815 gebaut worden sind. Nach Mitteilungen des Ingenieurs PAUL RYSCHKOFF waren dies die *Siny- oder Blaue Brücke* und die *Krasny- oder Rote Brücke*. Beide führen über die Mojika. Von 1815—1838 wurden dann in Petersburg noch mehrere ähnliche Bogenbrücken gebaut, die in der umstehenden Tabelle 9 aufgeführt werden.

Außerdem besitzt Petersburg noch zwei *alte* gußeiserne Bogenbrücken über den *Katarinakanal*, das sind die *Theaterbrücke* (1829) und die *Bankbrücke*, jetzt *Demidowbrücke* genannt (1835). Neueren Ursprungs sind die Neue Moskauer und die Nikolausbrücke (1850), die über die Newa führen.

Nach den mir gewordenen Mitteilungen scheinen die Bogenträger der Mojika-Brücken Petersburgs alle von Wölbstücken gebildet zu werden, die aus gerippten Kästen, ähnlich wie bei der Wearbrücke, gebildet sind. Nach andern Mitteilungen¹³⁹ soll dem Bau der ersten beiden dieser Brücken das Patent des

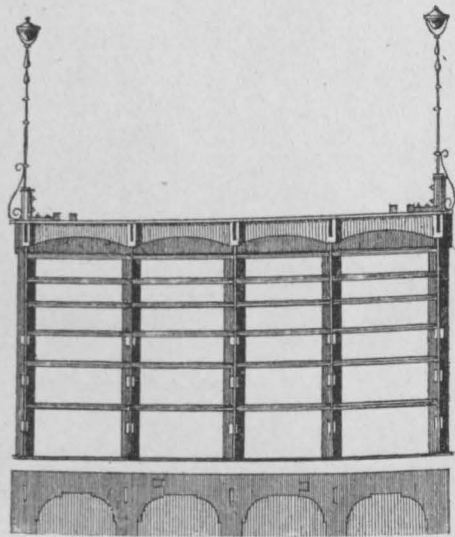


Fig. 306.

Querschnitt der Striegauer Brücke. 1796.

¹³⁸ Die Brücken der Stadt Berlin. 1900.¹³⁹ HEINZERLING, Die Brücken in Eisen. 1870. S. 97.



Fig. 307. Die Striegauer Brücke in ihrer heutigen Gestalt.

Tabelle 9.

Gußeiserne Bogenbrücken über die Mojika in Petersburg (1812—1838)
mit einer Öffnung.

Nr.	Name der Brücke	Zeit d. Er- bau- ung	Entwurf- verfasser oder Erbauer	Bogenträger			Fabr- bahn- breite m	Bemerkungen
				Zahl	Weite m	Pfeil m		
1	Siny- oder Blaue Brücke .	1812	—	64	15	1,0	19,5	Fahrbahntafel: Gußeisen. — Querverbände: Guß- und Schmiedeeisen.
2	Krasny- oder Rote Brücke	—	—	12	21	2,0	12,8	1815 der Stadtverwaltung übergeben.
3	Polizeibrücke	—	—	21	21	1,3	13,0	Dgl. (im Umbau 1907).
4	Pozelujewbrücke	1818	—	15	21	1,3	19,2	1869—1871 umgebaut.
5	Ingenieurbrücke	1825	BASIN	6	19	1,5	6,4	Querverbände: Guß- und Schmiedeeisen.—Fußwege auf Konsolen.
6	GroßeKonjuschennybrücke	1827	—	7	17 "	1,2	8,1	Dgl.
7	KleineKonjuschennybrücke	1829	—	9	19	1,5	12,0	Dgl.
8	Sängerbrücke	1838	—	95	17	1,7	69	47 einfache und 48 doppelte Parabel-Bogenträger.



Fig. 308. Die erste eiserne Brücke der Stadt Berlin. 1797.

Engländer JOHN NASH aus London (vom Jahre 1797) zugrunde gelegt worden sein. Sein Patent auf eine eiserne Brücke hat nach der angegebenen Quelle¹⁴⁰ im wesentlichen folgenden Wortlaut: »Der Bogen wird durch hohle Gehäuse oder Kasten gebildet. Jeder besteht aus vier Seiten und einem glatten Boden. Die Seiten bilden die Bogenverbindung der Brücke und werden nach dem Kreismittelpunkte zu schmaler. Wenn diese Gehäuse Seite an Seite zusammengesetzt werden, so entsteht der Brückenbogen, dessen Verbindung ihm überall eine eben so tüchtige Tragfähigkeit verschafft, als die Bogen steinerner Brücken haben.« Weiter heißt es: »Die Gehäuse mögen übrigens von gegossenem oder geschmiedetem Eisen, oder von gegossenen, gewalzten oder geschlagenen und zusammengefügteten ebenen Platten gefertigt sein. Sie können mit oder ohne Boden gegossen, und im letzten Fall dieser nur lose eingelegt werden. Oder sie können ganz ohne Boden gebraucht werden, oder ausgefüllt und auf der Oberfläche getäfelt oder mit Platten belegt und der Weg darüber aufgefüllt sein. Oder die Kästen können aus einer Folge mit *Kreuzbändern verbundener Bogen* bestehen und in den Widerlagern zwischen den Bogen ausgefüllt sein oder nicht. Oder sie können durch *hohle Röhren mit Kreuzbändern* gebildet sein.

Zwischen den Bogenverbindungen können *Bleiplatten* oder irgend eine andere Komposition angebracht sein, um die unebenen Flächen des Eisens auszugleichen

¹⁴⁰ Sammlung nützlicher Aufsätze und Nachrichten, die Baukunst betreffend. 1798. S. 40. Nach Monthly Magazine. 1797. März. S. 221.

oder dem Druck des Eisens gegen Eisen vorzubeugen. Die Bogenverbindungen oder Kreuzbänder können *zusammengeschraubt* oder mit Splinten oder Haken versehen sein und in die dazu angebrachten Höhlungen, Löcher und Rinnen (die gleich in die Platten gegossen sein können) passen und so eines in das andere gefügt werden.«

NASH gibt auch an, wie er sich die Widerlager zwischen zwei Bogen und die Pfeiler aus hohlen Eisenkästen zusammengesetzt denkt. Ja selbst Dämme will er hohl bauen und durch entsprechende Eisenkästen stützen und gründen.

Es leidet danach wohl keinen Zweifel, daß manche Einzelheiten der Petersburger Brücken, sowie auch der weiterhin noch zu beschreibenden Bauten (63—68), in ihrer Idee schon im Patente von NASH enthalten waren.



Fig. 309. Blick von St. Germain auf die Cité und den Pont Neuf.
Im Vordergrunde die Carousselbrücke und der Pont des Arts.

63. Die ersten Eisenbrücken der Stadt Paris (1801—1834).

1. Im Beginne des 19. Jahrhunderts besaß man in Paris und London nur steinerne und hölzerne Brücken. Die ersten eisernen Brücken waren *gußeiserne Bogenbrücken*. Das sind, ihrem Alter nach, in Paris die Seinebrücken: Pont des Arts, Austerlitzbrücke und Carousselbrücke, in London: die *Vauxhall*- und die *Southwark*brücke über die Themse. Alle diese Brücken, mit Ausnahme der Austerlitzbrücke in Paris und der *Vauxhall*brücke in London, stehen heute noch. Ihrer großen geschichtlichen Bedeutung entsprechend, werden sie nachstehend ausführlich beschrieben. Die ersten steinernen Brücken der französischen Hauptstadt stammen aus dem 17. Jahrhundert (7). Der Pont-Neuf wurde in den Jahren 1579—1604 (unter Heinrich III. und Heinrich IV.) erbaut und nach mehrmaliger Wiederinstandsetzung (1830, 1848—1855 und 1885) steht er, als eins der ältesten

Wahrzeichen des heutigen Paris, immer noch unverwüstlich da. Er führt im Mittelpunkt der Stadt über die östliche Spitze der »Insel« oder der »Cité«, dort wo die erste gallische Niederlassung an der Seine stattgefunden hat. Die Fig. 309 gibt einen Blick auf die Cité vom Louvre aus. Wie daraus zu ersehen ist, führt neben dem Pont-Neuf, der vorn über die Inself Spitze hinwegführt, der *Pont des Arts* über die Seine. *Das ist die erste eiserne Brücke Frankreichs.* Sie liegt auf der Ostgrenze des Viertels von St. Germain und ihre Achse ist auf das Louvre gerichtet, von welchem sie ihren Namen erhielt, weil zur Zeit ihrer Erbauung dieser Palast, der dort aufgehäuften Kunstschatze wegen, Palais des Arts hieß. Die Brücke



Fig. 310. Louvrebrücke oder Pont des Arts über die Seine in Paris. 1801—1803.

wurde 1801—1803 von den Ingenieuren CESSART und DILLON gebaut¹⁴¹ und hat bis heute nur für Fußgängerverkehr gedient.

Die durchweg gußeiserne Brücke besaß ursprünglich neun Öffnungen von je 17,34 m Weite (Fig. 310). Jede Öffnung zählte fünf Hauptträger von 3,25 m Pfeilhöhe, die aus zwei im Scheitel zusammenstoßenden vollquerschnittigen Teilen (20 cm hoch und 8 cm stark) bestehen, und deren Zwickel durch eine Reihe von krummen und geraden Stäben ausgefüllt sind. Zur Verbindung der Hauptträger unter sich dienen Quersteifen. Die ursprünglich hölzerne Fahrbahn ruhte auf hölzernen Querbalken und wurde durch Ständer auf die Hauptträger abgestützt.

¹⁴¹ GAUTHEY, Traité de la constr. des ponts. Paris. 1809 u. 1813. II. S. 121.

Es ist nicht zu verkennen, daß die bauliche Anordnung der Bogenträger eine klarere Gliederung zeigt und eine gleichmäßigere Übertragung der Fahrbahnlasten gewährleistet, als bei den ältern gußeisernen Bogenbrücken.

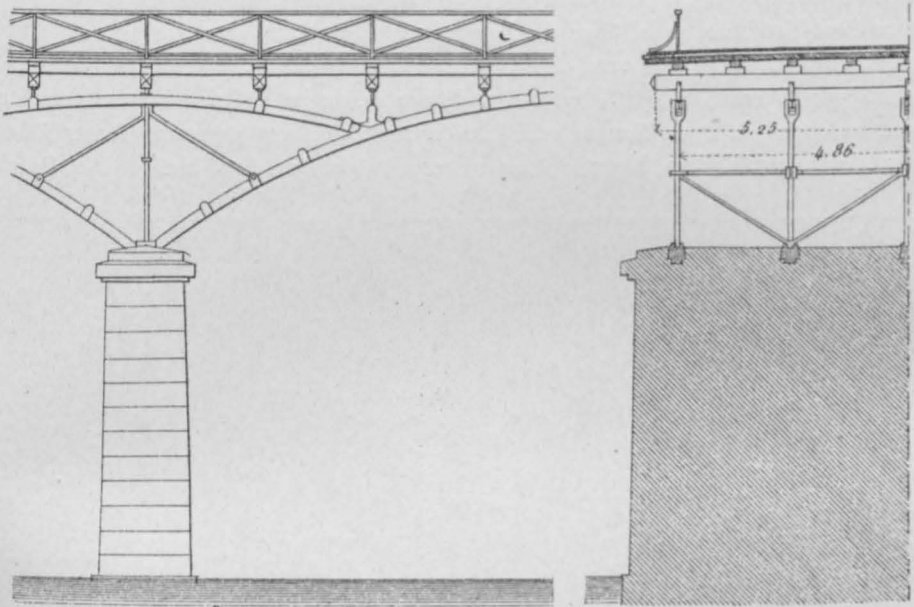


Fig. 311. Ansicht und Querschnitt des Pont des Arts. 1803.

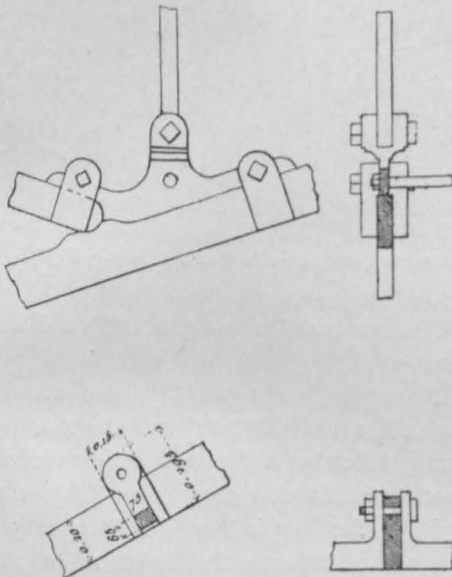


Fig. 312. Einzelheiten des Bogenknoten des Pont des Arts.

Im Jahre 1852 ist für Schifffahrtsw Zwecke auf dem linken Seineufer noch eine von schmiedeeisernen Bögen überdeckte 22 m weite Öffnung eingebaut worden. Heute hat dem Pont des Arts seine letzte Stunde wohl bald geschlagen, denn die Überführung eines Gleises für den Wagenverkehr wird dringendes Bedürfnis. HENNEBIQUE hat dafür bereits einen Entwurf gemacht, wonach die neue Brücke aus *Eisenbeton* hergestellt, an Stelle ihrer jetzigen acht nur vier Mittelpfeiler erhalten soll¹⁴².

2. In den Jahren 1802—1806 bauten die Ingenieure BEAUPRÉ und LAMANDÉ, vom staatlichen Corps der Brücken- und Straßenbauingenieure, die erste *Austerlitzbrücke* in Guß-

¹⁴² Les ponts Hennebique. Paris. 1906. S. 17.

eisen¹⁴³. Sie ahmten dabei die Bauart der Wearbrücke bei Sunderland nach (58), indem sie die Bogenträger aus lauter *einzelnen* (1,30 m hohen, 1,6 m langen) hohlen *Wölbstücken* (von 6 cm Wandstärke) bildeten (Fig. 313 und 314). Jede der fünf Öffnungen erhielt sieben Hauptträger von 32,5 m Weite, bei ein Zehntel Pfeil und 2 m Abstand voneinander. Besonders schwache Stellen des Baues scheinen

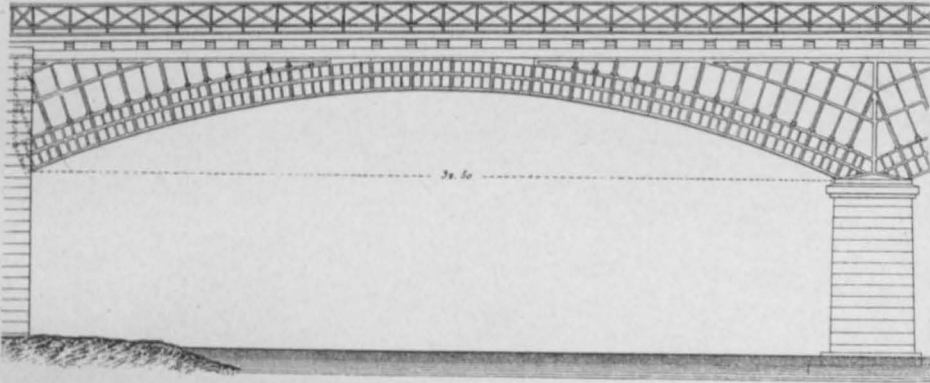


Fig. 313. Ansicht der Austerlitzbrücke über die Seine in Paris. 1806.

die *Verbindungen* der Wölbstücke zu einem einheitlichen Bogen gewesen zu sein. Denn trotz einer Scheitelüberhöhung von 54 mm in den Lehrgerüsten, senkten sich nach erfolgtem Ausrüsten die Bogenträger im Scheitel um 7—11 mm unter dem vorgeschriebenen Höhenmaße. Das veranlaßte starke Kantenpressungen in in den gefährdeten Fugen, wobei einzelne Wölbstücke Risse erhielten und die Senkung im Anfange des Brückenbetriebes sich sogar bis auf 72 mm erhöhte. Es ist zu bewundern, wie man trotz alledem die Brücke noch ein halbes Jahrhundert hindurch lebensfähig erhalten hat. Pfeiler und Widerlager blieben aber fest. 1854 brach man die Gußeisengewölbe ab, was sechs Monate dauerte, und zwei Monate später waren die neuen Steingewölbe bis zum Ausrüsten fertig.

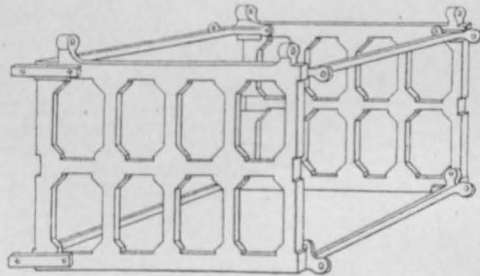


Fig. 314. Wölbstein der Austerlitzbrücke.

3. Nach dem Plane von POLONCEAU, Generalinspektor des Corps der Brückenbauingenieure, baute man (unter LOUIS PHILIPP) die *Carrousselbrücke* (1831—1839). Sie liegt wie der Pont des Arts im Viertel von St. Germain und führt vom Carrousselplatze über den Louvrequai und die Seine nach dem Quai Voltaire. POLONCEAU hat beim Bau dieser Brücke (Fig. 315—319), die heute noch besteht, die Idee eines deutschen Ingenieurs benutzt, aber wesentlich erweitert und verbessert: Der badische Mechaniker GEORG VON REICHENBACH (1772—1826) hatte bei seinem Aufenthalte

¹⁴³ Reconstruction du pont d'Austerlitz. Annal. des ponts. 1854. II. S. 105.

in England dort einen über 30 m hohen Dreifuß gesehen (1792), der aus zusammengeschraubten gußeisernen Röhren hergestellt war. Das gab ihm die An-

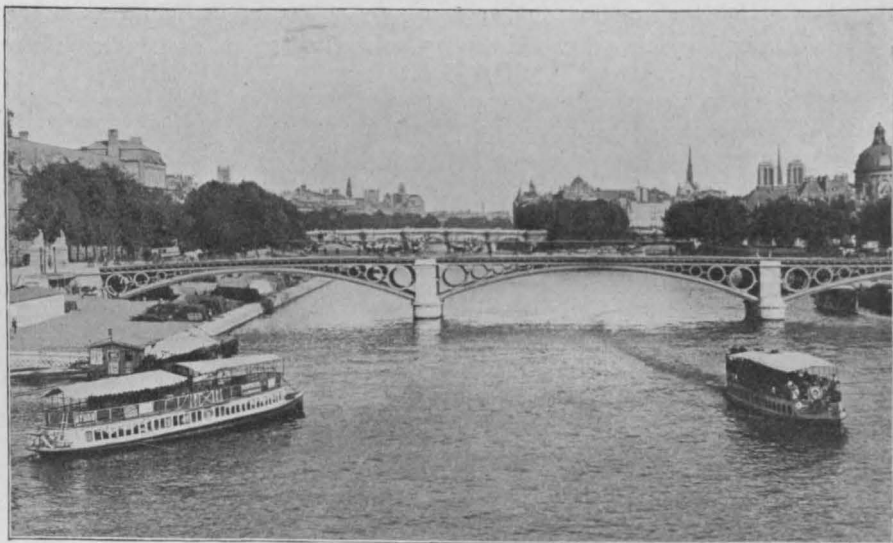


Fig. 315. Carousselbrücke in Paris. Im Hintergrunde Pont Royal. 1831—1834.

regung zu seiner Idee der Verwendung von *Gußeisenröhren* im Brückenbau, wovon (unter 66) noch näher die Rede sein wird. POLONCEAU bildete seine Bogenträger ebenfalls aus Röhren, denen er, um sie in der Trägerebene recht widerstandsfähig

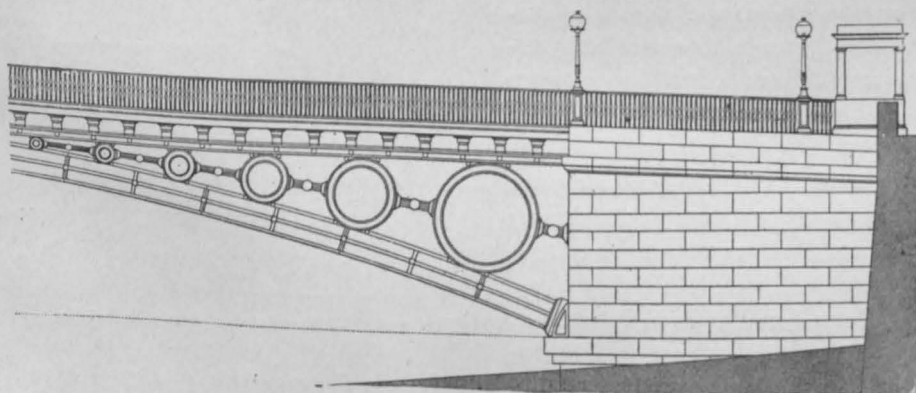


Fig. 316. Ansicht der Carousselbrücke.

zu erhalten, einen elliptischen Querschnitt mit stehender großen Achse gab (Fig. 318 u. 320). Außerdem befestigte er dabei die einzelnen Bogenstäbe nicht mit Hilfe der gewöhnlichen Rohrflanschen, sondern er teilte den elliptischen Querschnitt symmetrisch zur Trägerebene in zwei stehende Hälften, von denen jede oben und

unten mit Flanschen versehen war, die parallel der Trägerebene liefen. Dadurch wurde es ihm möglich, beim Verschrauben der beiden Querschnitthälften zu einem widerstandsfähigen Ganzen sog. *versetzte Stoßfugen* anzuwenden, derart, daß in jedem durch eine Stoßfuge gelegten Schnitte ein halber tragfähiger Querschnitt verblieb ¹⁴⁴.

Die Brücke besitzt drei Bogenöffnungen von je 47,7 m Weite bei 4,9 m Pfeilhöhe und in jeder Öffnung wird die Fahrbahn (Fig. 319) von fünf in Abständen von 2,8 m aufgestellten Hauptträgern unterstützt. Die Bogenzwickel erhielten Ringfüllungen. Es sind zwei Querverbände vorhanden; der eine liegt in der von den Bogenachsen gebildeten krummen Fläche, der andere in wagerechter Ebene unter der Fahrbahn. Der Bogenquerverband besteht in jedem Felde zwischen zwei Hauptträgern aus zwei (im Querschnitt kreuzförmigen) Streben, in Verbindung mit zwei röhrenförmigen Ständern und zwei Zugbändern. Der Fahrbahnquerverband besteht aus zwei Scharen sich in der Brückenmitte kreuzender Zugbänder. Die Anschlüsse aller Querverbandglieder sind durch Bolzen bewirkt worden.

POLONCEAU hat es für nötig gehalten, den Hohlraum des Bogenquerschnittes mit wagerecht gelegten Bohlenschichten auszufüllen (Fig. 318). Diese waren unter sich durch lotrecht gestellte Schraubenbolzen fest miteinander verbunden und dienten so bei der Aufstellung der Bogenträger nach erfolgter Beseitigung des Lehrgerüsts als Lehre für das nachträgliche Anbringen der elliptischen Bogenteile. Bei den vielen später außerhalb von Paris nach der Bauart der Carousselbrücke ausgeführten Straßen- und Eisenbahnbrücken

ließ POLONCEAU die erwähnte Holzfüllung fort und verbreiterte das Oval des Bogenquerschnittes in der Richtung der kleinen Achse, um dadurch die Quersteifigkeit des Überbaues zu erhöhen.

4. Zehn Jahre nach der Eröffnung der Carousselbrücke veröffentlichte POLONCEAU ¹⁴⁵

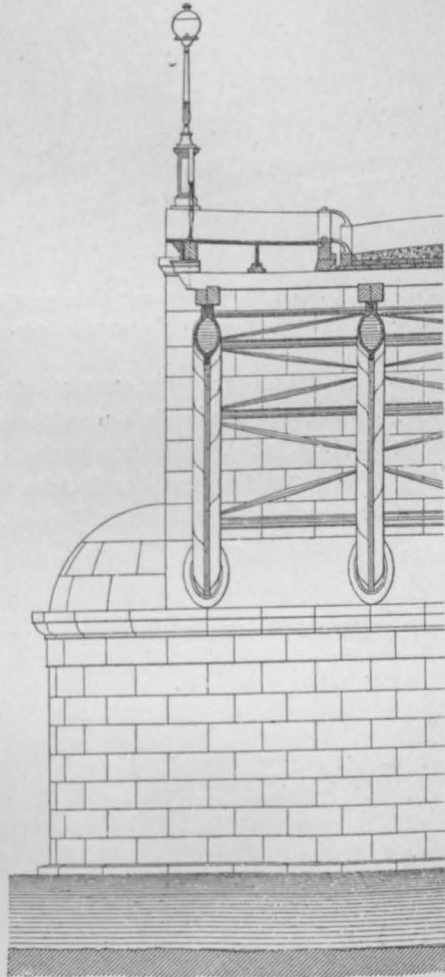


Fig. 317. Querschnitt der Carousselbrücke.

¹⁴⁴ Die Carousselbrücke in Paris. *Allgemeine Bauzeitung*. 1838. S. 285—313.

¹⁴⁵ POLONCEAU, Description de plusieurs perfectionnements étudiés et proposés au système d'arcs en fonte exécuté au pont du Caroussel etc. *Annal. des ponts et chauss.* 1844. II. S. 197.

einen Bericht über deren Bewährung und gibt dabei an, wie man die Bauart der Brücke in verschiedenen Punkten noch verbessern könne. Sein erster Vorschlag ging dahin, die Anschlüsse des Querverbandes in die Bogenachsen zu verlegen. Die zweite Verbesserung bezog sich auf die *Verbindung der Zwickelringe mit dem Obergurte eines Bogens*, wie dies die Fig. 320 veranschaulicht, worin die Querschnitte durch Ring und

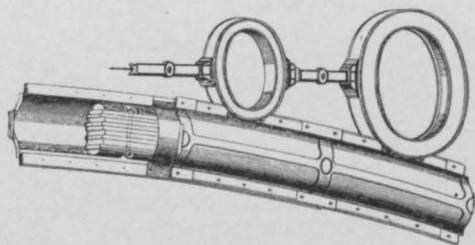


Fig. 318. Das Innere eines mit Holz gefüllten Bogenquerschnittes der Carousselbrücke.

Bogen der *Carousselbrücke* und der Brücke von *Corbeil* einander gegenübergestellt werden. Die Flanschenanordnung der Ellipsenteile bei *A* und der Rosettenverschraubung bei *B* sind neu. Dadurch ist auch die Bolzenverbindung der Ellipsenflanschen eine bessere geworden, obwohl viele Ingenieure befürchtet haben, durch starkes Anziehen der Bolzen könnten die lotrechten Flanschen bei *A* brechen.

POLONCEAU ist nicht dieser Ansicht, rät aber den Ängstlichen, nötigenfalls die Bolzen mit einer Hülse *c* (nach Art der Stehbolzen) zu versehen (Fig. 321). Die beschriebenen Verbesserungen sind hergestellt worden in den beiden Öffnungen der Brücke von Corbeil, bei einer Brücke im Park von *St.-Cloud* in der Straße von Versailles nach *St.-Cloud*, sowie auch bei der *Louviersbrücke* über den Eurefluß und der dreibogigen *Mainebrücke* bei Angers.

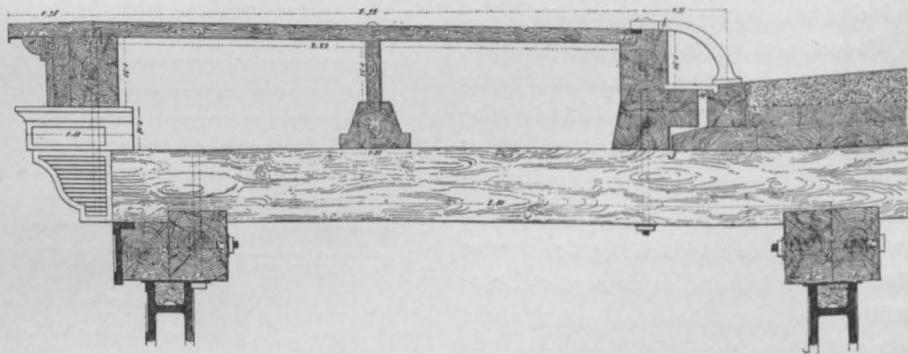


Fig. 319. Fahrbahnquerschnitt der Carousselbrücke.

Auf eine viel angefochtene andere Verbesserung wurde POLONCEAU durch den Ingenieur LECONTE gebracht, der schon während des Baues der Carousselbrücke mit ihm zusammen gearbeitet hatte. Sie betraf *das Anbringen von Bogenflanschen in Querschnittsebenen des Bogens und die Anwendung von Keilen in deren Stoßfugen*. Die Fig. 322 und 323 veranschaulichen diese Neuerungen. Zwischen den Stoßfugen der Flanschen wurde etwa 2 cm Spielraum gelassen und — nach erfolgter Zusammensetzung des Bogens auf der Baustelle — sollte an der Stelle eines jeden Flanschenbolzens je ein Keil *D* (Fig. 323) eingetrieben werden, um zu erreichen,

daß alle Bogenstücke (in der Richtung der Bogenachse) möglichst als ein unverschiebbares Ganze zusammenwirkten. Durch Keile und Flanschen wurden darauf Bolzen gesteckt und nur so mäßig angezogen, als es für den gedachten Zweck ausreichend erschien. POLONCEAU weist zur Begründung seines Vorschlages unter anderem darauf hin, wie es bei bedeutenden Gußeisenbauten in Frankreich und England Gebrauch sei, alle Verbindungen mit Hilfe von Eisenkeilen sorgfältig in die vorgeschriebene genaue Lage zu bringen, so daß in den Stößen nirgend ein willkürliches Spiel eintreten könne.

Unter Anwendung der beschriebenen Keilvorrichtung sind gebaut worden: die Brücken von *Corbeil, St.-Cloud*, die *Louviers*- und die *Corbeaubrücke*, sowie die Brücken über den *Erdrefluß* bei Nantes und den *Mainefluß* bei Angers.

Das Beispiel einer schiefen Brücke nach der POLONCEAU-Bauart veranschaulicht die Fig. 324, worin Ansicht und Grundriß eines Teiles der *Überführung der Nordbahn* über den Kanal von Saint-Denis dargestellt sind (vgl. die Tabelle der gußeisernen Bogenbrücken unter 69). POLONCEAU gibt schließlich auch noch Anleitungen, wie man seine Bauart gußeiserner Bogenträger am besten mit einer Holzfahrbahn verbinden könne, wenn diese etwa in Mitten der Bogenhöhe gelegt werde (Fig. 325 bis 328).

Mehrtens, Brückenbau. I.

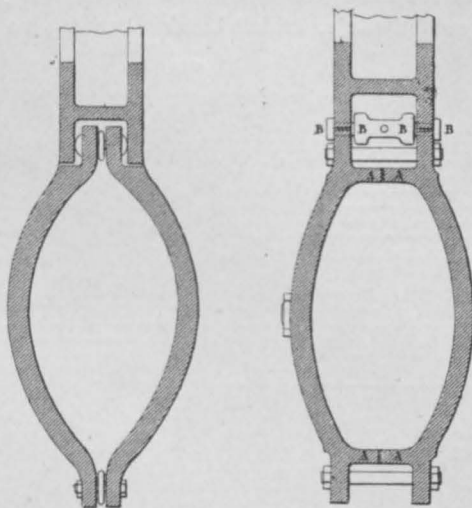


Fig. 320. Querschnitte von Bogen und Zwickelring der Carousselbrücke und der Brücke von Corbeil.

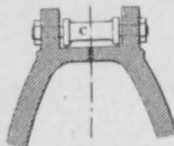


Fig. 321. Befestigung der lotrechten Flansche der Bogenteile.

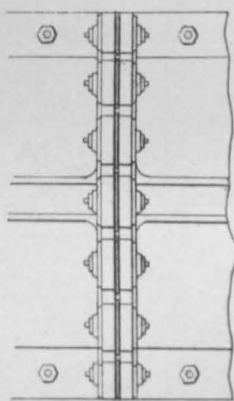


Fig. 322. Ansicht.

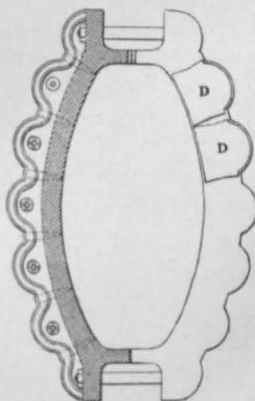
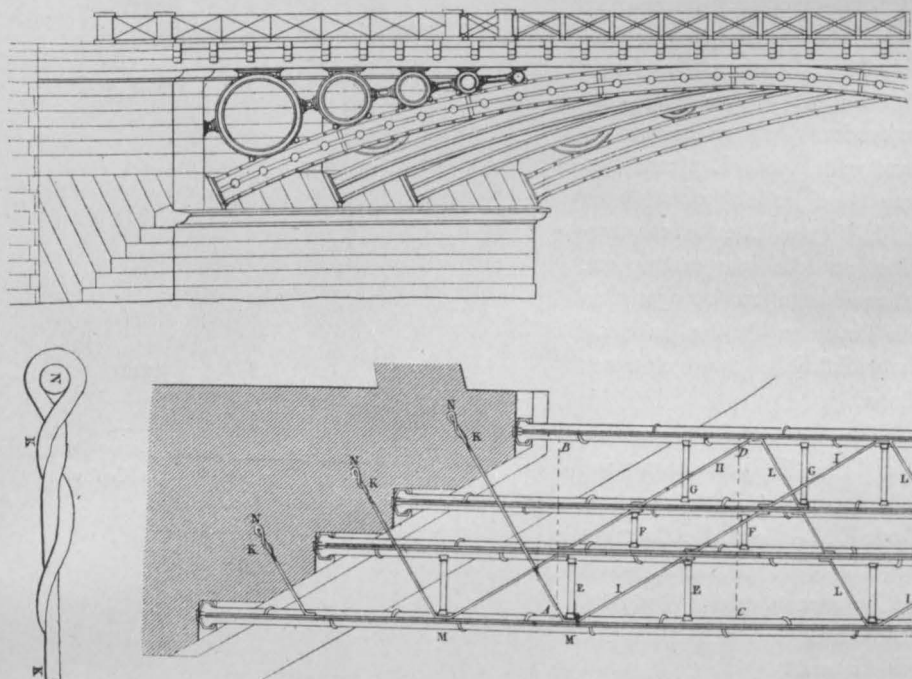


Fig. 323. Querschnitt.

Fig. 322–323. Spätere Bogenflanschen der Poloncaubrücken.

64. Die ersten Eisenbrücken der Stadt London (1811—1819).

1. Bevor RENNIE (1761—1821) die monumentale, ganz aus Granit hergestellte Waterloo-Brücke vollendete, die (1817) am Jahrestage der Schlacht bei Waterloo eingeweiht wurde, erhielt London bereits eine eiserne Themsebrücke (1811—1816).



E, F, G Gußeiserne Querstreifen zwischen den Bogenträgern. — *H, I* Parallel zur Brückenschiefe geführte schmiedeeiserne Windstreben. — *N, K, K'* Verankerungen in den Pfeilern. — *L, L* Windstreben mit den Anschlüssen *M* senkrecht zu *H, I*.

Fig. 324.

Ansicht und Grundriß der Überführung der Nordbahn über den Kanal von St.-Denis. 1846.

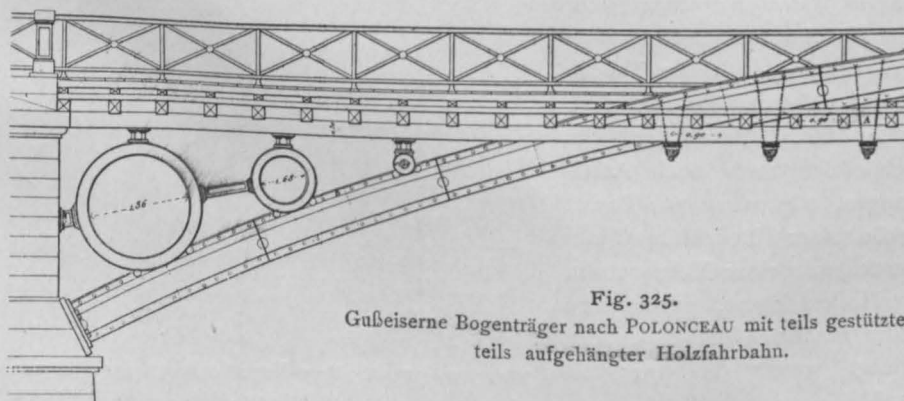


Fig. 325.

Gußeiserne Bogenträger nach POLONCEAU mit teils gestützter, teils aufgehängter Holzfahrbahn.

Das war die *Vauxhallbrücke*, eine gußeiserne Bogenbrücke. Ihren Namen erhielt sie von einem damals berühmten öffentlichen Vergnügungsorte Londons, wo neben der vornehmen Welt auch viel Volk der untern Klassen zu verkehren pflegte. Ihr Bau begann im Mai 1811 und im Juli 1816 wurde sie eröffnet. Ihre Herstellung erfolgte auf Kosten einer Bau-gesellschaft durch JOHN RENNIE und JAMES WALKER. Sie besaß neun Öffnungen, die zwischen Steinpfeilern mit nach der Kreislinie gekrümmten Gußeisenbogen von je 23,8 m Weite überspannt wurden. Das Pfeilverhältnis war 1 : 5,57, die Brückenbreite etwa 11 m. In jeder Öffnung trugen zehn Bogenrippen die Fahrbahn. Die geringe Weite der Öffnungen rührt daher, weil anfänglich geplant war, die Brücke ganz in Stein herzustellen. Bauliche Einzelheiten fehlen.

London City hatte sich lange gegen den Bau der Vauxhallbrücke gewehrt. Man glaubte damals noch, London werde dadurch geschädigt¹⁴⁶. An ihrer Stelle steht seit 1906 eine neue *flußeiserne* Bogenbrücke, weil die alte dem stärker werdenden Verkehr nicht mehr genügte. Die neue Brücke besitzt fünf Zweigelenkbögen mit Öffnungen

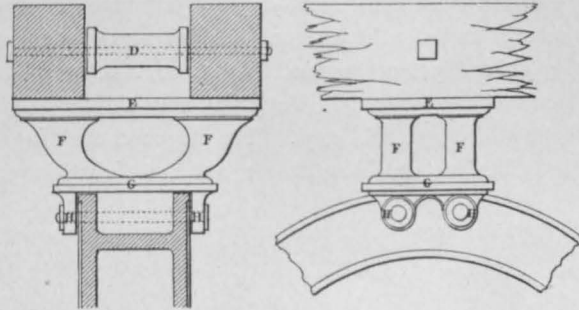


Fig. 326.

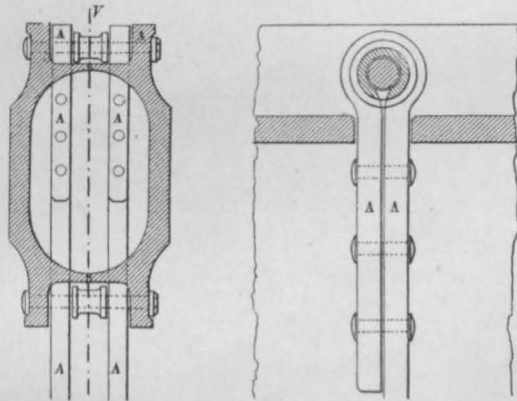


Fig. 327.

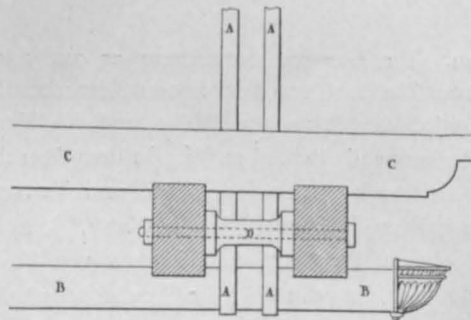


Fig. 328.

A, A Aufhängung der Bahn (Fig. 327). — *B, C* Querbalken (Fig. 328). — *D* Gußeiserne Röhren (Fig. 326). — *E, F, G* Auf den Zwickelringen gestützte gußeiserne Lagerstühle (Fig. 326).

Fig. 326—328. Einzelheiten der Polonceaubrücke in Fig. 325.

¹⁴⁶ Allgemeine Bauzeitung. 1846. Ephemeriden. S. 101 bis 104.

von 39,5 m bis 39,8 m Weite (§ 11). Ihr Bau dauerte acht Jahre (1898 bis 1906).

2. Die alte steinerne *Londonbrücke* über die Themse (erbaut nach dem Jahre 1176) wurde zum letzten Male 1763 auf den Rat von SMEATON (1724—1792) umgebaut. Im Anfange des 19. Jahrhunderts war sie aber schon wieder so wackelig und der Erneuerung bedürftig geworden, daß man Pläne für ihren Neubau auszuarbeiten begann. TELFORD brachte 1801—1802 den Plan einer gußeisernen Bogenbrücke in Vorschlag mit einer einzigen kühnen Öffnung von 183 m Weite (Fig. 239, S. 217). Ihr Bogenscheitel lag etwa 20 m über Hochwasser. Sie sollte sieben Hauptträger aus möglichst langen Gußeisenstücken hergestellt

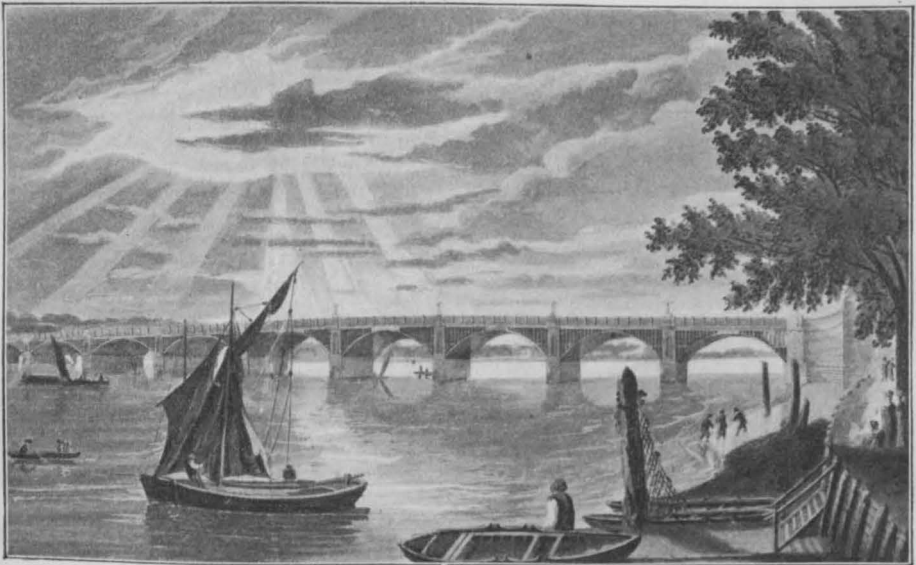


Fig. 329. Alte Vauxhallbrücke über die Themse in London. 1811—1816.

erhalten. Ihr Gewicht berechnete er auf 6500 t und die Baukosten auf etwa 5300000 Mark. TELFORDS Entwurf ist damals sehr bewundert worden. Selbst der König, der Prinz von Wales und die Herzöge von York und Kent sandten ihm anerkennende Schreiben¹⁴⁷. In dem Ausschusse zur Beurteilung des Entwurfes saßen die berühmtesten Ingenieure und Vertreter der technischen Wissenschaften des damaligen Englands: JAMES WATT, JOHN RENNIE, die Professoren HUTTON von Woolwich, PLAYFAIR und ROBISON von Edinburgh (der Lehrer JOHN RENNIES) u. a. deren Meinungen über die Durchführbarkeit des Entwurfes sehr geteilt waren. Nach STEPHENSON¹⁴⁸ ließ man schließlich TELFORDS Plan fallen, weil es sich als unmöglich erwies, die Rampen (Fig. 239, S. 217) auf beiden Seiten der angrenzenden Straßen passend anzuschließen. Endlich entschloß man sich in der Nähe der

¹⁴⁷ SMILES, Anmerk. 135. II. S. 364.

¹⁴⁸ Encyclopaedia Britannica. Art. »Iron Bridges«. Edinburgh. 1857.



Fig. 330. Brücke über den Withamfluß in Boston. 1803.

alten eine neue steinerne Brücke zu erbauen. Das geschah (1824—1831) durch RENNIE (Fig. 331). Telford erlebte die Vollendung nicht mehr.

RENNIE und Telford waren die hervorragendsten Brückenbauer ihrer Zeit. Beide haben namentlich auch im Baue von gußeisernen Bogenbrücken Ausgezeichnetes geleistet. Telfords erstes Werk dieser Art ist bereits beschrieben worden (61). RENNIES erste gußeiserne Brücke stammt aus dem Jahre 1803. Es war die *Bogenbrücke über den Withamfluß* in der Stadt Boston der Grafschaft Lincolnshire. Ihr einziger Bogen ist 24 m weit gespannt und, wie Fig. 330 erkennen läßt, zeigt das ganze Bauwerk einen wirkungsvollen Aufbau. RENNIES letztes Werk war wieder eine gußeiserne Bogenbrücke, die *Southwarkbrücke* über die Themse in London (Fig. 332). Bei diesem außerordentlichen Baue, der in den Jahren 1815—1819 vollendet wurde, hat RENNIE die glänzenden Eigenschaften seines technischen und künst-



Fig. 331. JOHN RENNIE. 1796—1874.

lerischen Könnens in besonders hohem Maße betätigt. Die Southwarkbrücke erhielt nur drei Öffnungen, während die ihr stromaufwärts sehr nahe liegende neue Londonbrücke später nicht weniger als fünf Öffnungen erhalten hat, von denen die Mittelöffnung etwa 46 m Weite besitzt (Fig. 132, S. 103). Den kühnen Schwung der drei gußeisernen Bogen erreichte RENNIE, nach dem Vorbilde der alten Steinbrücken, durch passende Wahl der Stützweiten und Pfeilhöhen. Die Mittelöffnung erhielt 73 m, jede der beiden Seitenöffnungen 63,8 m Weite, das Pfeilverhältnis beträgt in allen Öffnungen 1:10, die Brückenbreite 14,50 m. Die Weite der Mittelöffnung ist auf dem Gebiete der gußeisernen Brücken bis heute unübertroffen geblieben. Am nächsten kommt ihr die Wearbrücke in Sunderland (Fig. 298, S. 273).



Fig. 332. Southwarkbrücke über die Themse in London. 1815—1819.

Jede Öffnung der Brücke besitzt acht — in Abständen von 1,83 m parallel zueinander liegende — Hauptträger, die (an den Kämpfern auf gußeisernen Platten lagernd) derart mit Hilfe von Keilen gestützt sind, daß eine Regelung der Bogenlage während der Herstellung und bei eintretenden Luftwärmeänderungen möglich blieb. Der Bogen jedes Hauptträgers hat den in der Fig. 333 veranschaulichten Querschnitt. Er besteht aus 13 Wölbstücken, die an jedem ihrer Enden Flanschen erhalten haben, mit deren Hilfe zwischen je zwei Wölbstücken eine Quersteife eingelegt und somit eine sehr kräftige Querversteifung aller acht Bogen bewirkt werden konnte. Die Fig. 333 veranschaulicht diesen kräftigen Querverband. Der leere Raum in dem prismatischen Einschnitte *cc* ist von oben her durch einen Keil ausgefüllt, so daß sichere Querverbindung aller acht Bogenrippen erzielt wird. Zur Vermehrung der Quersteifigkeit ist über den Bogenrippen ein aus zwei Kreuzverbänden bestehender Windverband angeordnet,

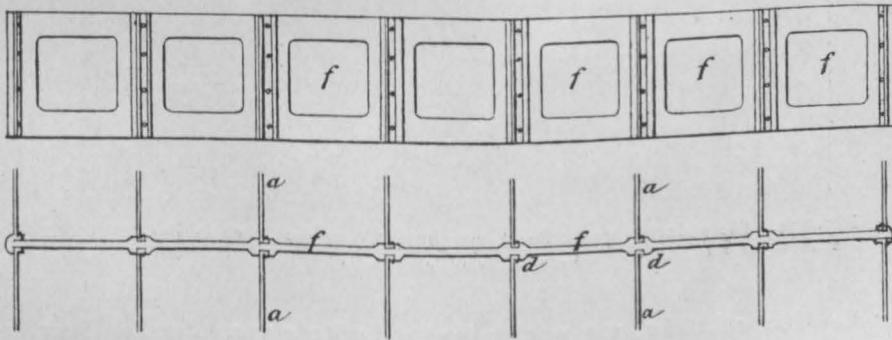
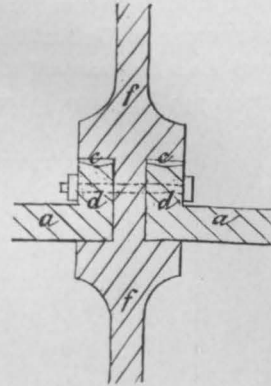
dessen Streben aus Gußeisen hergestellt und mit eigens dazu angegossenen Lappen der Rippen verschraubt sind. Das Gesamtgewicht des Eisens betrug 5600 t, d. h. 28 t/m und 2 t/m² ihres Grundrisses. Die Gesamtkosten sollen 16 000 000 Mark betragen haben.

65. Die ersten eisernen Brücken der Stadt Berlin (1797—1826).

1. Der Brückenbau in den Städten Berlin und Potsdam hat sich in etwas anderer Weise entwickelt als in Paris und London. In Paris sind vier Steinbrücken auf Königliche, Kaiserliche oder Staatskosten erbaut worden. Das sind

- Pont Neuf*, durch Heinrich III. und IV., 1579
bis 1604;
Pont Royal, durch Ludwig XIV., 1685—1689;
Pont de la Concorde, auf Staatskosten unter
Ludwig XVI., 1787—1791;
Pont de Jéna, dgl. unter Napoléon I., 1806.

Im übrigen wurden bis zum Jahre 1845 alle Brückenbauten an Unternehmer auf ihre Rechnung und Gefahr vergeben, mit dem Rechte Brückenzoll zu erheben. Seit jener Zeit hat die Stadt Paris nur



aa Bogenrippen. — ff Querversteifungen. — dd Flanschen der Bogenrippen aa. — cc Prismatischer Einschnitt der Flanschen.

Fig. 333. Knotenpunkt bei d und Grundriß vom Querverband der Southwarkbrücke.

noch zwei Brücken ganz auf eigene Kosten gebaut (Pont de la Tournelle und Pont-au-Double). Im Jahre 1848 hat sie aber sämtliche ihr nicht zu eigen gehörende Brücken angekauft und (mit nur wenigen Ausnahmen) von dieser Zeit ab alle Seinebrücken gemeinschaftlich mit dem Staate gebaut. Die Ausnahmen beziehen sich auf Stadtbahnbrücken, sowie auf diejenigen Brücken, zu deren Kosten die Weltausstellungs-Fonds 1889 und 1900 beigetragen haben, wie es beim Bau der Brücke »Alexander III« (§ 11) der Fall war.

In London lagen die Verhältnisse ähnlich wie in Paris. In der Regel wurde der Bau der Themsebrücken Aktiengesellschaften anvertraut, die auf bestimmte

Jahre hinaus das Recht erhielten, Brückenzoll zu erheben. Die Unbequemlichkeiten derartiger Zölle sind bekannt, auch lasten sie schwer auf den unbemittelten Passanten. Andererseits stand London in einem gewissen Gegensatz zu Paris. Denn die französische Hauptstadt besaß bereits vier Steinbrücken (Pont neuf, Pont Marie, Pont de la Tournelle und Pont Royal), als erst die zweite feste Brücke Londons, die Westminsterbrücke, eröffnet wurde (1750). Vorher gab es außer der Londonbrücke zwischen den Themseufern keine andere Verbindung als durch Fährn oder Nachen. Die Abneigung der Citybewohner und der Fährleute gegen den Bau der zweiten Brücke war sehr heftig, denn man erwartete davon eine Hemmung und Gefährdung der Themseschiffahrt. Das Geld für die Brücke wurde *durch eine Lotterie* aufgebracht. Ihr Bau dauerte von der Grundsteinlegung im Jahre 1739 bis zum Jahre 1750, also 11 Jahre. Die dritte feste Brücke Londons

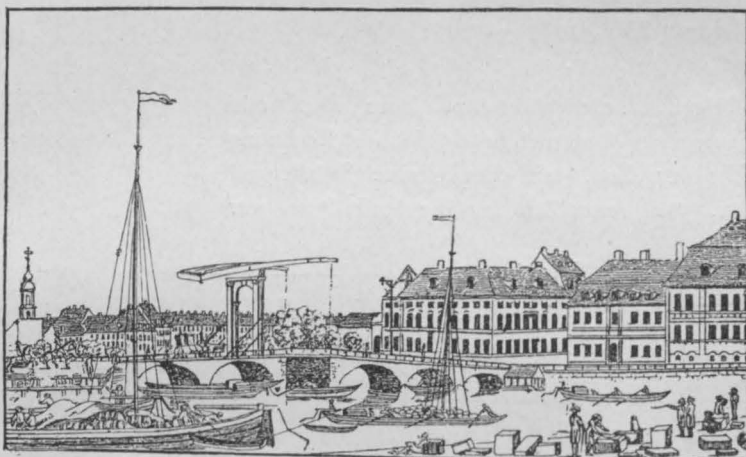


Fig. 334. Die steinerne große Pomeranzenbrücke über die Spree in Berlin. 1769.
Spätere Friedrichsbrücke.

war die *Vauxhall*brücke, von welcher bereits die Rede war. Zur Zeit ihrer Eröffnung 1816 besaß Paris bereits *neun* Brücken, darunter zwei gußeiserne (Austerlitzbrücke und Pont des Arts).

2. Bis zum Jahre 1876 wurden die Brücken Berlins in der Regel vom preussischen Staate erbaut¹⁴⁹. Von diesem Zeitpunkte ab gingen sie in das Eigentum der Stadt über, die damit für die Zukunft die Verpflichtung sowohl zur Unterhaltung als auch für Neubauten von Brücken übernommen hat. Was bis zum Erlasse der Städteordnung vom Jahre 1808 zur Verbesserung und Verschönerung des Bauzustandes von Berlin geschehen ist, verdankt die Stadt im wesentlichen der Fürsorge und Freigebigkeit des Herrscherhauses. Vom Berlin jener Zeit gilt mit Recht das Wort im Tasso: »Ferrara ward durch seine Fürsten groß«. Ehe die erste eiserne Brücke Berlins, von welcher (unter 61) bereits die Rede war, abgebrochen und

¹⁴⁹ Die Straßenbrücken der Stadt Berlin. Herausgegeben vom Magistrat. Bd. I. 1902.

in eine gewölbte Steinbrücke umgewandelt wurde (1825), entstand dort die zweite eiserne Brücke. Das war die *Friedrichsbrücke* über die Spree, die 1822—1823 hergestellt wurde. Sie trat an die Stelle der seit 1703 als hölzerne, seit 1769 als steinerne Brücke mit sieben Wölböffnungen und einem hölzernen Schiffdurchlaß bestehenden *Großen Pomeranzenbrücke* (Fig. 334).

Nach erfolgter Beseitigung der Gewölbe und Aufzugsklappen erhielt die Friedrichsbrücke gußeiserne Bogenträger als Stützen ihrer damals 10,0 m breiten Fahrbahn (Fig. 335). Wie die sog. *Eiserne Brücke* vom Jahre 1797 war sie nach dem Muster der Striegauer Brücke (62) gebaut. Ihre Bogenweiten hielten 6,33 bis 9,21 m, bei einem Pfeile von 1:4,6. In jeder Öffnung waren acht zweiteilige

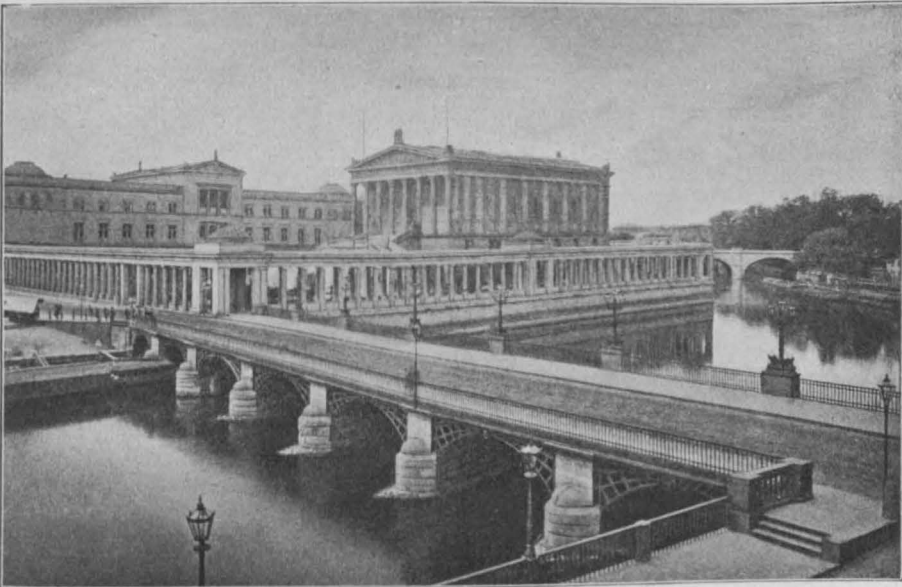


Fig. 335. Die Friedrichsbrücke über die Spree in Berlin nach erfolgtem Umbau der Steinbrücke. 1822—1823.

Bogenträger vorhanden mit Rippen quadratischen Querschnittes von 2,3 cm Seite (Fig. 336). Die Kosten des gußeisernen Überbaues haben 180000 Mark betragen.

Den gesteigerten Verkehrsbedürfnissen entsprechend wurde die Friedrichsbrücke 1873—1875 von etwa 10 m auf 15,95 m verbreitert, wovon 1,88 m auf den alten Fußweg, 9,91 m auf die Fahrbahn und 4,16 m auf den neuen Fußweg entfielen. Hierbei bekam die Unterwasseransicht eine neue würdige Gestalt nach dem Entwürfe von Prof. JACOBSTHAL.

Jede Öffnung erhielt fünf neue gußeiserne Bogenträger und die alten Träger wurden der höheren Belastung entsprechend näher aneinander gerückt. Auch dieser Bau steht heute nicht mehr, er wurde 1892—1893 durch einen Steinbau ersetzt.

3. In den Jahren 1824—1826 entstanden zwei neue eiserne Brücken in Berlin, beide gußeiserne Bogenbrücken. Das waren die *Kunowski- oder Rochbrücke über den Königsgraben* zur Verbindung der Neuen Friedrichstraße mit der Münzstraße durch die neue durchgebrochene Rochstraße und die *Weidendammerbrücke über die Spree* im Zuge der Friedrichstraße.

Bauliche Einzelheiten und ein Bild der *Kunowskibrücke* gibt die unten angegebene Quelle ¹⁵⁰.

Der Überbau bestand aus acht in je zwei Hälften gegossenen Hauptträgern, deren Rippen, wie bei der Striegauer Brücke, im Scheitel durch ein Schlußstück gehalten wurden. Die untere, eigentliche Bogenrippe war etwa 30 cm hoch, mit rautenförmigen Löchern versehen und verstärkte sich im Scheitel, wo noch drei

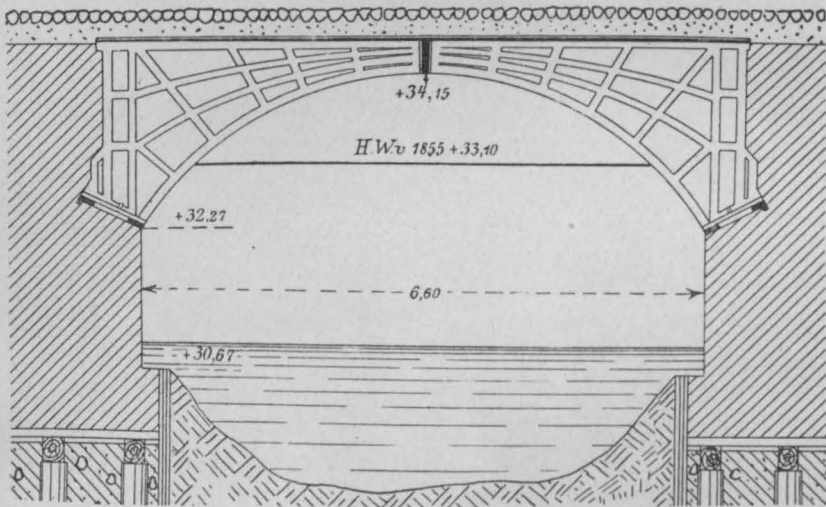


Fig. 336. Längsschnitt durch eine Öffnung der Friedrichsbrücke.

Zwickelrippen hinzukamen, auf etwa 60 cm. In der Ansicht machten die Hauptträger den Eindruck von durchlochten Platten. Ihre Stärke war überall gleich 5 cm, die Rippenhöhen gleich 9 cm, Lichtweite 20,7 m, Pfeil 1:7. Außer einer starken Querverbindung im Scheitel war auf jeder Bogenseite noch eine solche zwischen den Bogenträgern verschraubt. Kreuz- oder Dreiecksverbände fehlten.

Die Brücke wurde beim Bau der Berliner Stadtbahn 1879 außer Betrieb gesetzt und bald darauf abgebrochen. Sie war auf Veranlassung des Justirates KUNOWSKI durch eine Aktiengesellschaft erbaut und im Mai 1825 unter Erhebung eines Brückenzolles eröffnet worden.

Von wesentlich höherer Bedeutung war der Bau der *Weidendammer Brücke* in den Jahren 1824—1826. Sie trat an die Stelle einer 1823 abgebrochenen

¹⁵⁰ NESSENIUS, Über eine außergewöhnliche Deformation gußeiserner Bogenträger. Deutsche Bauzeitung. 1882. S. 209.

Holzbrücke, die aus dem Jahre 1685 herrührte und Dorotheenstädtische oder Spandauische Brücke genannt wurde. Die neue Brücke (Fig. 337—340) war anfangs nur 8,75 m breit. Sie wurde 1880 auf 10 m verbreitert, aber erst in den Jahren 1895 bis 1897 durch eine 22,4 m breite *Auslegerbrücke* mit flußeisernen Trägern ersetzt. Der Bauzustand ihrer gußeisernen Bogenträger ließ lange schon zu wünschen übrig und die von ihr dem Verkehre auf der Spree und der Friedrichstraße bereiteten großen Hindernisse erforderten dringend einen Neubau.

Die alte Brücke übersetzte die etwa 53 m breite Spree in einer starken Flußkrümmung unter einem schiefen Winkel von etwa 82 Grad in fünf Öffnungen, von denen (senkrecht gemessen) die Mittelloffnung 7,82 m und die Seitenöffnungen je 9,25 m Lichtweite besaßen. Während die Mittelloffnung für den Schiffsdurchlaß mit drei

hölzernen Klappenpaaren versehen war, stützten in den Seitenöffnungen je acht (in 1,25 m Abstand von-

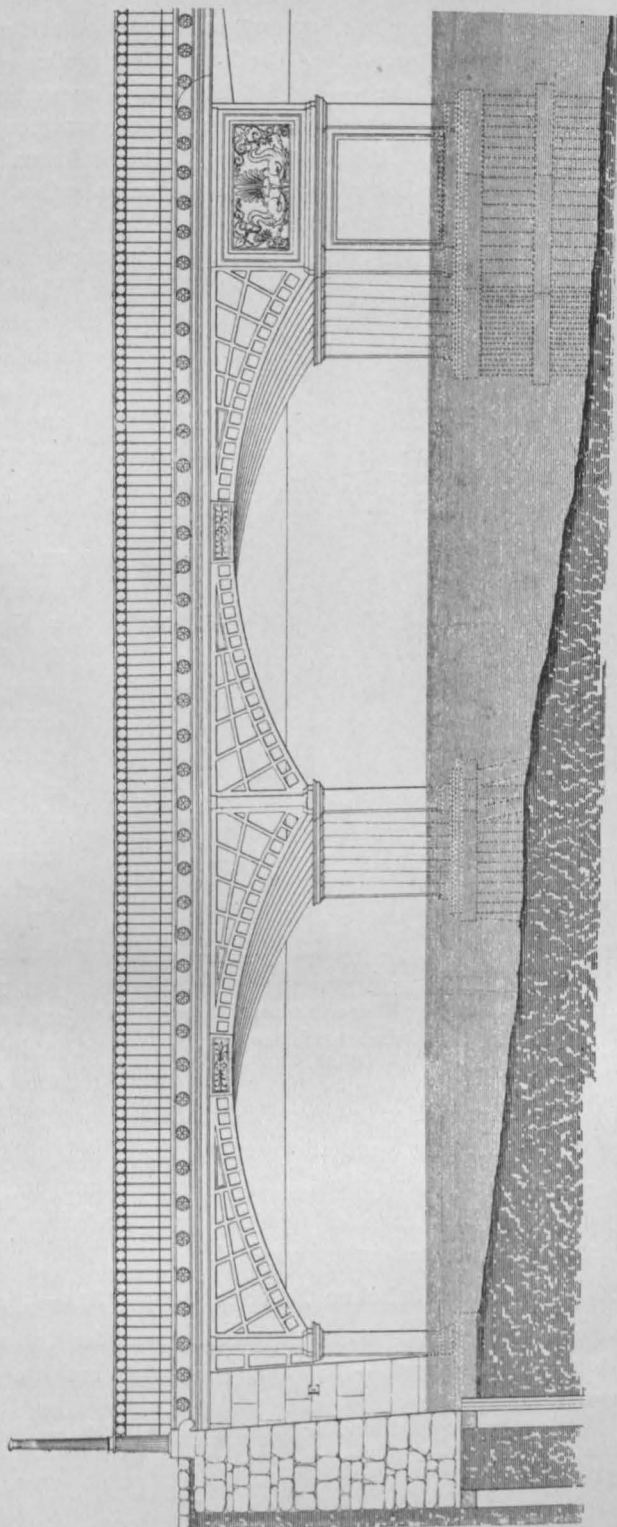


Fig. 337. Ansicht der Hälfte der Weidendammer Brücke über die Spree in Berlin. 1824—1826.

einander gestellt) zweiteilige Bogenträger die gußeiserne Brückentafel mit der darauf in Kies gebetteten Pflasterdecke. Die Bogenträger stießen — wie bei der Striegauer und der Eisernen Brücke — im Scheitel stumpf zusammen und stützten sich an den Kämpfern auf je eine von gußeisernen Säulen getragene, gemeinsame gußeiserne Lagerplatte (Fig. 340). Die Kosten des Überbaues haben 170000 Mark betragen.

Der Gedanke, die Bogen auf eiserne Pfeiler zu stellen, war nicht neu, sondern schon 1815 bei einer Brücke über den Bow Creek, in der Nähe der ostindischen Docks bei London, verwirklicht worden. Im übrigen sind aber die baulichen

Einzelheiten der alten Weidendammer Brücke geschichtlich sehr bemerkenswert. Sie sind am ausführlichsten in der angegebenen Quelle dargestellt¹⁵¹. Danach sind die Fig. 337—340 gezeichnet.

Der stumpfe Scheitelstoß und die Verbindung der Bogenscheitel untereinander ist in Fig. 340 näher dargestellt. Bei *H* sieht man zwei vorspringende Rippen *y'*, zwischen denen die zwei Bogenscheitel verbindenden Queranker *w* verschraubt werden. *w'* und *w''* geben den Anker von unten und im Querschnitt gesehen. Außerdem sind noch

Bogenquerverbände angebracht durch Riegel bei *x* (Fig. 340) und durch Kreuzstreben. Der Zapfen *t* faßt in die gemeinsame Lagerplatte über den Säulen.

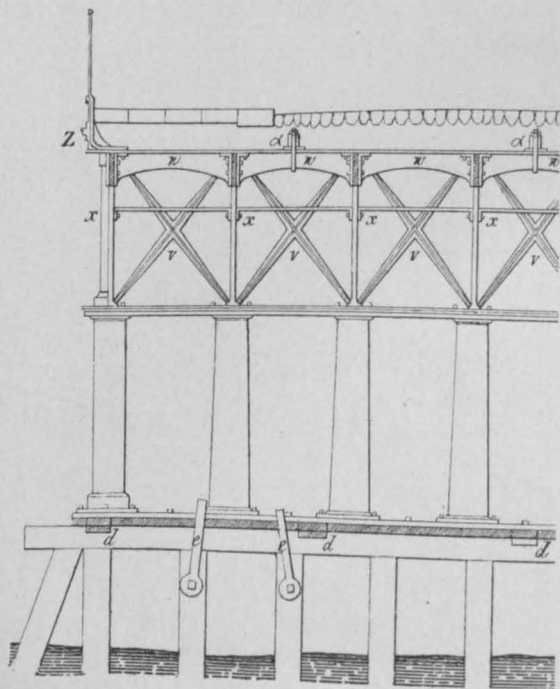


Fig. 338. Querschnitt der Weidendammer Brücke mit der Ansicht der einfachen Pfeilerreihe.

Die Deckplatten der eisernen Fahrbahntafel werden auf den angegossenen Rippen *y* verschraubt, außerdem erhält die Tafel in ihrer Ebene noch einen Längs- und einen Querverband. Der Längsverband (bei *a* der Fig. 340) besteht aus parallel zur Brückenachse laufenden gerippten Schienen, die im Bogenschlusse mit den Querankern *w* verbunden sind.

66. Die Röhrenbrücken Reichenbachs (1811—1829).

1. Unter 63 wurde bereits angedeutet, wie der badische Mechaniker GEORG VON REICHENBACH (1772—1826) bei seinem Aufenthalte in England (1792) auf

¹⁵¹ GÜNTHER, Beschreibung der Weidendammer Brücke zu Berlin. Verhandl. des Vereins z. Beförd. des Gewerbeff. in Preußen. 1828. S. 86.

die Idee gekommen war, Bogenbrücken aus einer Verbindung von gußeisernen Röhren herzustellen. Nach seiner Rückkehr von England hatte sich dann REICHENBACH längere Zeit mit der *Theorie der Bogenbrücken* beschäftigt und als Frucht seiner Studien im Jahre 1811 eine Schrift herausgegeben, in der er ausführlich darlegte, wie eine Bogenbrücke zu berechnen und baulich anzuordnen sei. Nach seinem Tode (1826) wurde die Schrift in *zweiter unveränderter Ausgabe* veröffentlicht¹⁵².

REICHENBACH nennt in der Vorrede seiner Schrift den Brückenbau »einen Zweig der ausübenden Mechanik« und fügt hinzu: »Der mögliche Vorwurf, als sei ich durch diese Untersuchung aus meinem Pfade gewichen, kann mich also auf keine Weise treffen.« Selbstverständlich hat ihm Keiner einen solchen Vorwurf gemacht. Er ist im Gegenteil für seine theoretischen Arbeiten nach Verdienst mit Ehren überhäuft worden. Es scheint aber doch, als

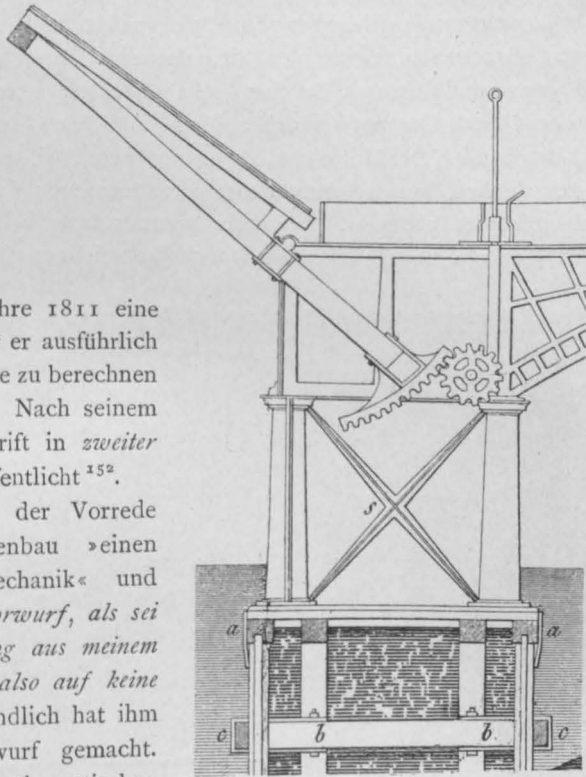


Fig. 339. Längsschnitt der Weidendammer Brücke durch die Mittelöffnung.

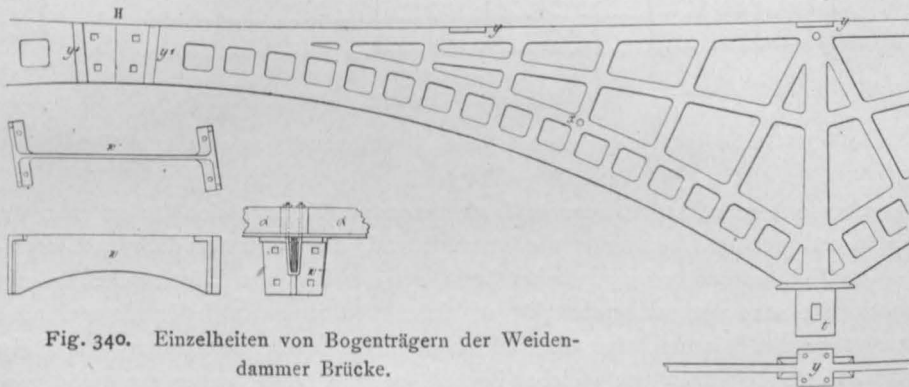


Fig. 340. Einzelheiten von Bogenträgern der Weidendammer Brücke.

ob ihm das Gefühl einer gewissen Unsicherheit und Unkenntnis auf dem weiten Gebiete des Ingenieurbauwesens zum Bewußtsein gekommen ist. Sonst würde er obige Bemerkung doch wohl unterlassen haben. Ein Blick auf seine von ihm zur

¹⁵² GEORG VON REICHENBACH, *Theorie der Brückenbögen und Vorschläge zu eisernen Brücken in jeder beliebigen Größe*. München. 1833.

Ausführung vorgeschlagenen Entwürfe genügt auch schon, um zu erkennen, wie wenig REICHENBACH von den damals schon bestehenden tüchtig ausgebildeten *hölzernen* und *eisernen* Brücken gekannt, oder, wenn er solche genauer kannte, wie er die Bedeutung mancher ihrer baulichen Einzelheiten doch etwas unterschätzt hat. Vom Holze spricht er nur nebenbei, er kann sich »nur Stein oder Eisen denken, aus welchem dauerhafte, sozusagen der Ewigkeit trotzend Brücken erbaut werden können«. Weiterhin meint er dann: »Die bisher bekannten und ausgeführten eisernen Brücken sind noch kostspieliger als steinerne, ihre Bogenweiten

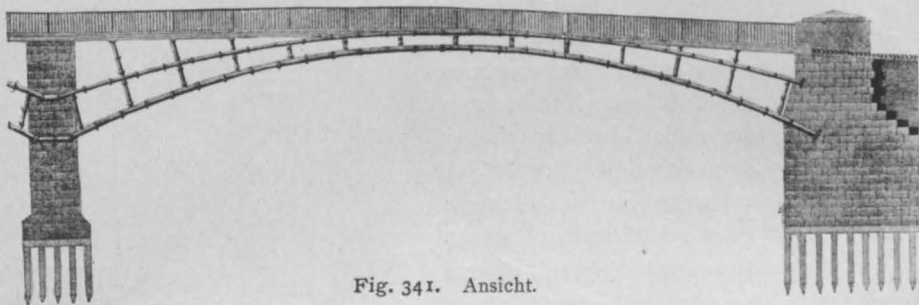


Fig. 341. Ansicht.

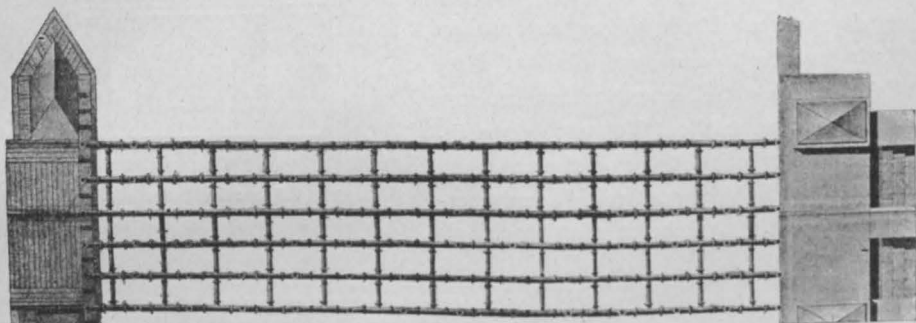


Fig. 342. Grundriß.

Fig. 341—342. Eine größere Bogenbrücke (nach REICHENBACH) von etwa 47 m Weite 1811.

fast ebenso beschränkt, und wegen ihrer besondern Konstruktion bedarf man der besten und größten Eisenwerke, die imstande sind, die Gußwaren dazu zu liefern.«

Das Ziel, worauf er hingearbeitet habe, sei der Bau von Eisenbrücken »deren Bogenweite sozusagen unbeschränkt ist, deren Gußwaren in jeder Eisenschmelze erzeugt werden könnten, und die, bei hinlänglicher Stärke, weit unter dem Preise der massiven steinernen von gleicher Bogenlänge und Breite, zu erbauen sind, und den Preis der neuesten und besten hölzernen Brücken nicht zu sehr, ja vielleicht unter manchen Umständen nur wenig übertreffen«. Auffallend ist in den Entwürfen REICHENBACHS *das Fehlen aller versteifenden Dreiecksverbindungen*, sowohl in den Trägerebenen als auch quer dazu, obwohl er doch von der damaligen ausgedehnten Anwendung der Andreaskreuze im Holzbau sicher Kenntnis gehabt hat. Es geht jedoch aus seinen weiterhin angegebenen theoretischen Betrachtungen

hervor, daß er für das Fortlassen solcher Versteifungen besondere Gründe gehabt hat. Nach unsern heutigen Anschauungen über diesen Punkt darf man es aber als ein Glück für ihn betrachten, daß er niemals ernstlich in die Lage versetzt worden ist, seine Pläne in die Wirklichkeit zu übersetzen.

2. Die Fig. 341—345 geben ein Bild von REICHENBACHS Ideen. Sie stellen eine Röhrenbrücke mit zwei Öffnungen von je 47 m Weite dar, deren Bogen-träger — sechs an der Zahl — mit kreisförmig gebildeten Röhrengurten ausgerüstet sind. Alle zur Verbindung der Gurte eines Bogens unter sich, sowie auch der Gurte aller Bogen-träger untereinander, sind mit Hilfe von Röhren, unter Anwendung von muffenartigen Flanschstücken und Bolzen (Fig. 345) hergestellt gedacht. Bei kleinern Bogenweiten fällt ein Gurt fort, wodurch die Anordnung sich sehr vereinfacht (Fig. 344). Die größten Rohrlängen bemißt er auf etwa 2 m, weil kleine Hüttenwerke längere Stücke nicht gießen könnten. Die an die Steinpfeiler stoßenden Röhren sind auf ein Viertel ihrer Länge im Mauerwerk eingespannt. Die *Röhrenstärken* will REICHENBACH überall gleich etwa 2,5 cm machen. Jedoch empfiehlt er, die Stärke nach den Widerlagern hin — im Verhältnis von Kämpferkraft zur Bogenkraft — etwas wachsen zu lassen, oder aber dort die im Gusse schwerer oder besser ausgefallenen Stücke zu verwenden.

Bei einer Brückenlänge von etwa 97 m, einem Pfeilverhältnis von 1 : 8 und einer Fahrbahnbreite von etwa 11,5 m (Fig. 342) berechnet REICHENBACH die Kosten einer Röhrenbrücke — abgesehen von Rüstungen und Aufstellung der Eisenteile — auf rund 200 000 Mark. Schlägt man dazu noch 10 Hundertstel für Gerüste usw., so gäbe das 220 000 Mark oder rund 200 Mark für 1 m² des Fahrbahn-grundrisses.

Für eine Brücke mit *einer* Öffnung von etwa 96 m Weite und 11,5 m Breite berechnet REICHENBACH das Eisengewicht mit etwa 1000 t, was für 1 m Brückenlänge etwas mehr als 10 t gibt. Die Baukosten gibt er (ohne Berücksichtigung der Aufstellungsarbeiten) mit rund 258 000 Mark an. Das macht mit 10 Hundertstel Zuschlag 283 800 Mark oder rund 260 Mark für 1 m² Grundriß der Fahrbahn.

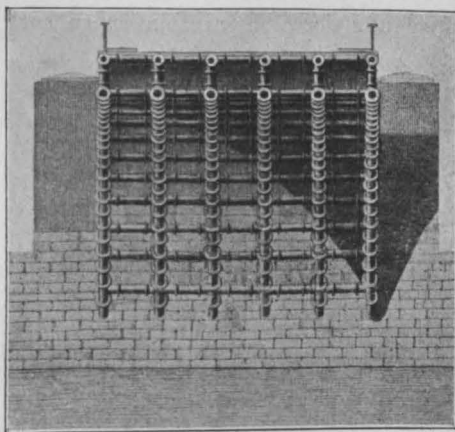


Fig. 343. Querschnitt einer größeren Bogenbrücke (nach REICHENBACH).

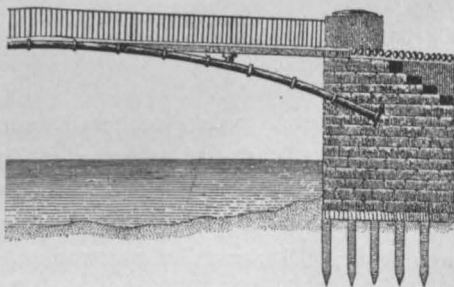


Fig. 344. Ansicht einer kleineren Bogenbrücke (nach REICHENBACH). 1811.

REICHENBACH meint, seine Brücken böten dem Winde sehr wenig Fläche, weil dieser überall ungehindert durchstreichen könne. Die Verbindung der Bogen-träger durch die wagerecht angebrachten *Quersprossen* beseitige die Seitenschwingungen der Brücke ausreichend. Denn die Lasten wirkten nur auf Ausbeugen der Bögen in der senkrechten Ebene, und die von den Seitenbewegungen der Wagen herrührende sehr kleine Kraft würde durch die so außerordentliche Steifigkeit der Röhrenverbindungen aufgehoben werden. Wenn die vielen wagerechten Quersprossen nicht nötig wären, um *die auf einen Bogen wirkende Last auf seinen Nachbar zu übertragen*, so könnte man ohne Gefahr vielleicht zwei Drittel davon sparen. Danach überweist er den Quersprossen eine Aufgabe, die

doch in erster Linie die bogenrecht gestellten, von den Fahrbahn-Lastpunkten auslaufenden Sprossen der Trägerebene zu übernehmen hätten.

Bemerkenswert sind seine Erörterungen über den *Einfluß des Luftwärmewechsels* auf die elastischen Formänderungen der Röhrenbögen, worüber in der folgenden Nummer nachzulesen ist.

3. Im Jahre 1824 kam die erste Bogenbrücke nach REICHENBACHS Bauart zur Ausführung. Das war eine in *Braunschweig*, in der Nähe der Ägidienkaserne über einen Arm der *Ocker* führende Brücke. Durch die Vermittelung der Herren Kollegen HÄSELER und BRINCKMANN in Braunschweig ist es mir gelungen, ein Bild dieser alten Brücke zu erhalten, das in den Fig. 346 und 347 dargestellt ist. Die Vorentwürfe für diese Brücke reichen bis zum Jahre 1819 zurück.

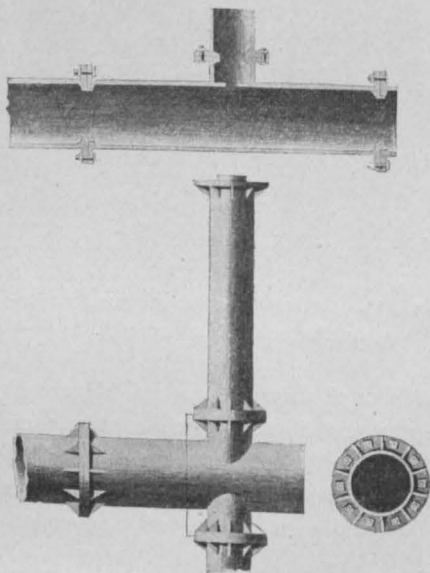


Fig. 345. Rohrverbindungen nach REICHENBACH. 1811.

Entwurfverfasser war der Architekt KRAHE in Braunschweig. Die Eisenteile wurden von dem staatlichen Hüttenwerke zu Zorge im Harze geliefert. Im Jahre 1865 ist die Brücke, die damals noch sehr gut erhalten war, auf Erfordern der Braunschweigischen Eisenbahnverwaltung abgebrochen und durch eine Kanalisierung des betreffenden Ockerarmes ersetzt worden. Das Gesamtgewicht des Eisens wird mit 65 t angegeben. Die Gesamtkosten der Brücke waren mit rund 13600 Mark, d. h. mit 97 M/m² des Bahngrundrisses veranschlagt worden.

In einem Berichte an das Fürstliche Kammerkollegium sagt der Entwurfverfasser (1821) wörtlich: »Nach vorgenommener genauer Prüfung, Berechnung und Vergleichung aller durch die über eiserne Brücken handelnden Werke nur bekannt gewordenen, in Deutschland, Frankreich und England erbauten Brücken dieser Art, ingleichen der von WIEBEKING und REICHENBACH vorgeschlagenen, aus Zylindern zusammengesetzten Brücken, habe ich bei der Entwerfung des

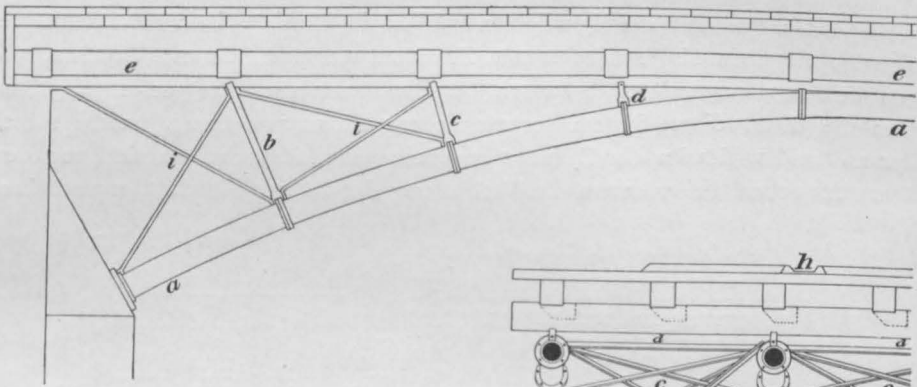


Fig. 346. Ansicht und Querschnitt.

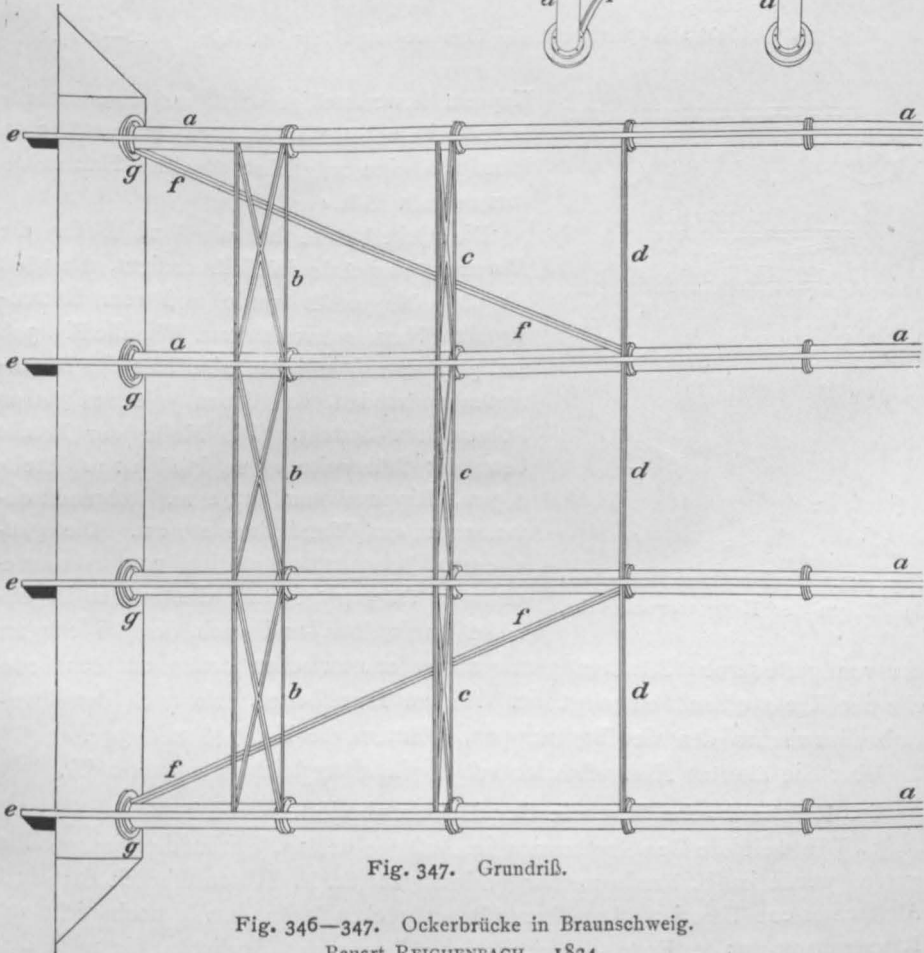


Fig. 347. Grundriß.

Fig. 346—347. Ockerbrücke in Braunschweig.
Bauart REICHENBACH. 1824.

vorliegenden Projektes die Zylinderkonstruktion in Hinsicht ihrer unverkennbaren Vorzüge vor allen bis jetzt bekannten Zusammensetzungen eiserner Brücken, und von beiden vorangeführten Systemen das REICHENBACHSche zugrunde gelegt, indem die durch dieses System vorgeschriebene Zusammensetzung, welche mittels der an beiden Köpfen der Zylinder angenommenen Stoßscheiben sich von dem WIEBEKINGSchen, bei welchem die Verbindung der Röhren durch übergeschobene

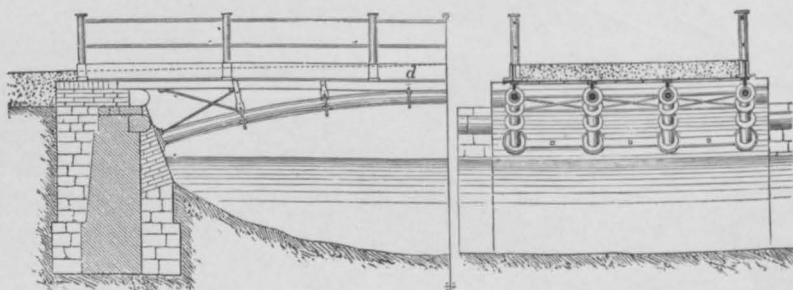


Fig. 348. Ansicht und Querschnitt der Hammerstrombrücke bei Peitz. 1828—1829.

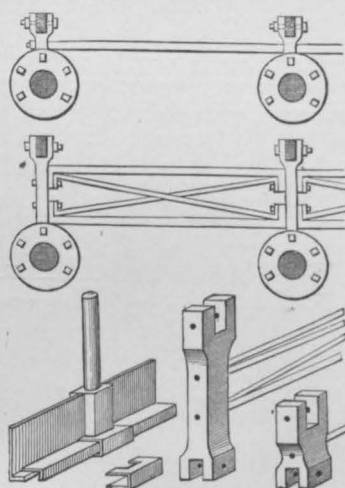


Fig. 349. Bauliche Einzelheiten von den Bögen der Hammerstrombrücke.

Kapseln bewerkstelligt wird, auf eine vorteilhafte Weise unterscheidet, nach unumstößlichen Prinzipien eine möglichst absolute Haltbarkeit voraussetzen läßt.

Die Ockerbrücke hat als Vorbild für die *Hammerstrombrücke bei Peitz* gedient, die 1828 bis 1829 hergestellt wurde und vom Hütteninspektor NAHT entworfen war. Wie die Fig. 348 und 349 veranschaulichen, sind hier vier Bogenrippen vorhanden, von denen jede aus sieben Rohrstücken besteht. Die Maße der Brücke betragen: Stützweite 11 m, Pfeil 1 : 11, Breite 4,5 m, Rippenabstand 1,42 m, Röhrendurchmesser 21 cm, Wandstärke 2,6 cm. Die gußeisernen Belagplatten werden von schmiedeeisernen Trägern gestützt, die in der Bogenmitte unmittelbar, und nach den Widerlagern

hin von gußeisernen Ständern getragen werden, zwischen denen ein schmiedeeiserner Kreuzverband eingelegt ist. Andere Einzelheiten, wie auch den Querverband zwischen den vier Bogenrippen, erläutern die Fig. 348 und 349.

Über die ältesten *Röhrenbrücken mit Zugband* vergleiche man unter 68.

67. Reichenbachs Theorie der Brückenbogen.

1. Wie weit die Gewölbetheorien im Anfange des 19. Jahrhunderts ausgebildet waren, wurde im II. Bande meiner Vorlesungen (St. II. 50) ausführlich dargelegt. Abgeschlossene Theorien über eiserne Bogenbrücken lagen damals noch nicht vor. REICHENBACH war der Erste, der eine solche Theorie veröffentlichte, die nach dem

damaligen Stande der technischen Wissenschaft als wohlbegründet angesehen werden muß. Um den Gedankengang REICHENBACHS kurz wiedergeben zu können, benutze ich dabei die heute gebräuchlichen Bezeichnungen (St. II. § 8).

REICHENBACH stellt seiner Theorie folgenden Satz voran: »Wenn ein aus Gewölbstücken hergestellter voller Bogen außer seiner Masse auch noch jede über ihn dahingehende Last tragen soll, so muß man von allen möglichen Angriffspunkten der Last gegen die Widerlager hin gerade Linien ziehen können, die an keiner Stelle aus dem Bogen heraustreten.« In der von ihm dazu gegebenen Abbildung (Fig. 350) bedeutet L irgend einen Lastpunkt (St. II. 2) und die von ihm nach beliebigen

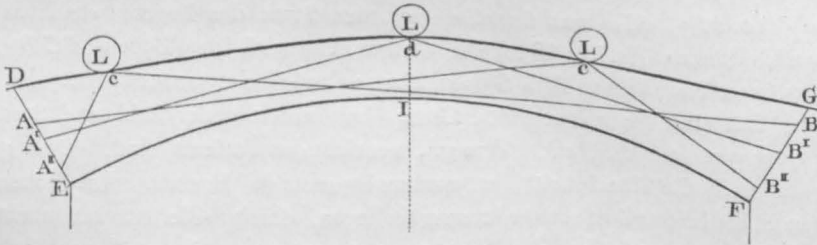


Fig. 350.

Punkten der Widerlagsfugen gezogenen Geraden bleiben innerhalb der Bogenwölblinien. Wird aber der Bogen von einigen dieser Geraden durchschnitten, »so widersteht er einer darüber gehenden Last nur mittels seiner eigenen Schwere und der Höhe seiner Widerlager«. Die von REICHENBACH entworfenen Bögen, »die aus miteinander verbundenen Teilen bestehen, und die ihrer ganzen Länge nach als steife Körper betrachtet werden können, widersetzen sich einer darüber gehenden Last nicht allein mittels ihrer Schwere und Höhe der Widerlager, sondern auch mittels ihrer eigentümlichen Steifigkeit«.

REICHENBACH betrachtet zuerst das Gleichgewicht eines einzigen Kreisbogens, wobei er im Scheitel die wagerechte Bogenkraft H ansetzt und in irgend einem Bogenschnitte die Mittelfkraft R senkrecht zum bogenrecht geführten Schnitte wirkend denkt. Im Schnittpunkte der Richtungen von H und R greift das Gewicht V des betrachteten Bogenteiles an. Daraus erhält er die Bedingung

$$H = \frac{V}{\operatorname{tg} \varphi}, \quad (56)$$

wenn φ den Winkel der beliebigen Schnittfuge mit der Scheitellotrechten vorstellt. Für einen Halbkreisbogen (Fig. 351) legt er danach z. B. die Schwerlinie HL fest, zieht die Gerade CH und schließt: »Durchschneidet die CH den Innenrand

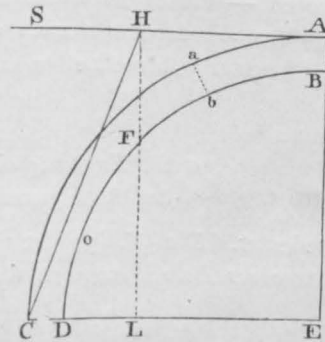


Fig. 351.

Fig. 350—351. Abbildungen nach
REICHENBACH (Brückentheorie).
1811.

des Bogens, so kann dieser nicht bestehen, liegt sie aber innerhalb des Bogens, so wird sich dieser selbst tragen und die nötige Kraft, um ihn einzudrücken, wird um so größer sein müssen, je weiter die CH von dem ihr zunächst liegenden Randpunkte o entfernt bleibt.

2. Er erklärt weiter den Begriff eines Biegemomentes, das er »Zerbruchungsmoment« nennt, und spricht ausführlich über die Festigkeitsversuche, mit deren Hilfe man die Größe des Momentes für irgend einen Baustoff bestimmen kann. Im Anschluß daran geht er näher auf die Berechnung seiner Bogenträger ein, wobei er die in Fig. 352 wiedergegebene Anordnung zweier übereinander liegenden Kreisbögen zugrunde legt. Er unterscheidet einen »Bruch auswärts« und »Bruch einwärts«, oder was dasselbe sagt, den Sturz des Bogens »nach außen« und »nach innen« (St. II. 46). Bei dem einen wird der Bogen ACB »zerbrochen« und der Bogen FHG »zerrissen« und beim andern tritt der umgekehrte Fall ein. Je weiter beide Gurte, bei hinreichender Zahl und Steifigkeit ihrer Quersporen (AF, ab, cd usw.), voneinander entfernt sind, desto größer wird dadurch die Steifigkeit des zusammengesetzten Bogens. Im Scheitel C müßten aber beide Gurte nahe zusammenliegen, damit »die Brücken nicht unnötig erhöht würden«. Bei der Berechnung nimmt er — der größeren Sicherheit wegen — die beiden Gurte *zueinander parallel* an.

Das »Zerbruchungsmoment« W einer Röhre von der Stärke δ und dem mittlern Halbmesser r berechnet er mit

$$W = (F\sigma)r, \quad (57)$$

wenn

σ die Zugfestigkeit des Gußeisens für die Flächeneinheit des Rohrquerschnittes F

bedeutet. Die Gl. (57) ist richtig für den Fall, daß eine Längskraft P im Umfange des Rohres angreift, denn es ist einerseits

$$\sigma = \frac{P}{F}$$

und andererseits, nach Gl. (57),

$$\sigma = \frac{W}{Fr},$$

woraus

$$W = Pr$$

folgt. D. h. W stellt das statische Moment einer im Rohrumfange wirkenden Längskraft P in bezug auf eine Schwerachse des Rohres dar. Nach REICHENBACHS Versuchen darf σ für mittelmäßiges Gußeisen gleich etwa 1200 atm¹⁵³ gesetzt werden. Weil $F = 2\pi\delta r$ ist, so geht Gl. (57) über in

$$W = 2\pi\delta\sigma r^2. \quad (58)$$

Daraus ergibt sich für die Einheit der Rohrstärke die Zugfestigkeit des Bogens ACB — bei einem Rohrhalmesser r_u — mit

¹⁵³ Gleich $76\frac{1}{3}$ bayr. Zentner auf ein Quadratzoll bayrisch.

$$Z_u = 2 \pi r_u \sigma$$

und sein Zerbrechungsmoment mit

$$W_u = 2 \pi \sigma r_u^2.$$

Für den obren Bogen FHG , dessen Rohrhalmmesser r_o sei, folgt ebenmäßig

$$Z_o = 2 \pi r_o \sigma$$

$$W_o = 2 \pi \sigma r_o^2.$$

Beim Zerreißen sowohl des obren als auch des untern Bogens kommt (nach REICHENBACH) die Bogenentfernung d im Scheitel als Hebelarm in Ansatz. Das gibt für den zusammengesetzten Bogen das Zerbrechungsmoment nach »auswärts«

$$M_a = Z_u \cdot d + W_o,$$

nach »einwärts«

$$M_i = Z_o \cdot d + W_u.$$

(59)

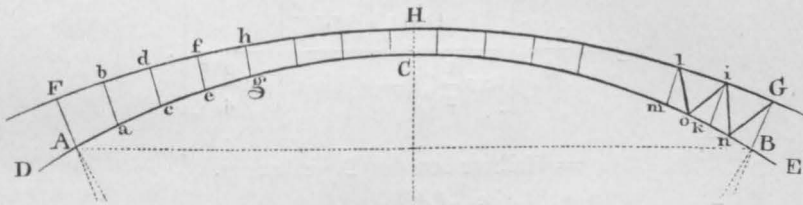


Fig. 352.

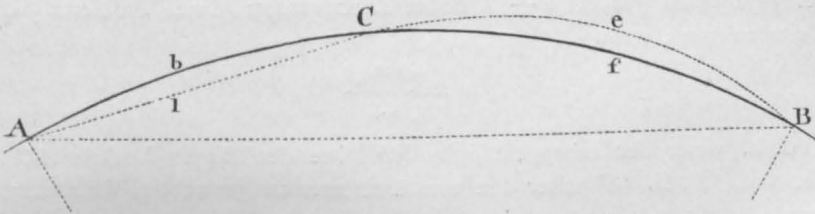


Fig. 353.

Fig. 352—353. Abbildungen nach REICHENBACH. 1811.

3. Nachdem REICHENBACH die Zerbrechungsmomente des zusammengesetzten Bogens (Gl. 59) bestimmt hat, betrachtet er zunächst die Wirkung einer über den einfachen Bogen wandernden Last Q und stellt fest, in welchem Verhältnisse diese Wirkung zu »dem Zerbrechungsmomente W und den Abmessungen des Bogens stehen müsse, wenn dieser nicht einbrechen soll«. Vorher hat er schon nachgewiesen, daß der Bogen ACB — wenn sein Mittelpunktswinkel nicht größer als 50 Grad ist — weder durch sein Eigengewicht »auf eine Ausbeugung« wirkt, noch einen »Teil seiner eigentümlichen Steifigkeit« dazu verwenden müsse, um dem Eigengewichte Widerstand zu leisten. Mit andern Worten, er nimmt an, daß die Achse des flachgespannten Kreisbogens genau genug mit der Mittelkraftlinie des Eigengewichtes zusammenfällt.

REICHENBACH nimmt dann die lotrechte Last Q in einem Punkte b (in der Mitte von AC) wirkend an und sagt, wenn Q hinreichend groß sei, könne sich der Teil AbC des Bogens nach AIC (Fig. 353) eindrücken, weil der andere Teil CfB des Bogens sich nach CeB ausbeugen und dabei — falls die Widerlager A und B unverschieblich angenommen würden — um ebensoviel länger werden müsse, als der Teil AbC kürzer geworden sei. Schließlich folgert er: »Wenn ich nun annehme, die Endteile des Bogens AD und EB (Fig. 352) seien eingemauert oder auf irgend eine andere Art mit den Widerlagern ganz befestigt, so müßte (in Fig. 353) der Bogen in b , in f (der Mitte zwischen b und B), in A und in B zu gleicher Zeit abbrechen, wenn er durch die Last Q einstürzen sollte, und ein jeder dieser vier Brüche widersetzt sich der Last.« Daraufhin zerlegt er Q in vier Seitenkräfte, von denen eine jede groß genug ist, um den Bruch in ihren Angriffspunkten b , f , B und A herbeizuführen.

Schließlich erhält er

$$Q = \frac{2W}{\varrho} \left[\frac{\left(\sin \frac{1}{2} \left(\alpha + \frac{\beta}{2} \right) \right)^2}{\cos \frac{1}{2} (\beta - \alpha) \sin \alpha \left(\sin \frac{\beta}{4} \right)^2} \right], \quad (60)$$

worin bedeuten

ϱ = Halbmesser des Bogenkreises,

α = Winkel AMb ,

β = » BMb .

Bei gegebenem Winkel $(\alpha + \beta)$ findet REICHENBACH (durch Probieren), daß Q am kleinsten wird, wenn

$$\alpha = \frac{\alpha + \beta}{4} \quad (61)$$

wird, d. h. wenn der Lastpunkt b in der Mitte des Bogenschenkels AC liegt. Das ist nach (St. II. 41) unter den von REICHENBACH gemachten Voraussetzungen richtig.

4. Für den *zusammengesetzten Bogen* seiner Bauart findet REICHENBACH die Tragkraft Q' einer von n Bögen getragenen Brücke mit

$$Q' = \frac{n}{\varrho \cdot \cos \frac{1}{2} (\beta - \alpha)} \left[\frac{M_u \sin \frac{1}{2} (\alpha + \beta) \sin \frac{1}{2} \left(\alpha + \frac{\beta}{2} \right)}{\sin \frac{1}{2} \beta \cdot \sin \frac{1}{4} \beta \cdot \sin \alpha} + \frac{M_o \sin \frac{1}{2} (\alpha + \beta)}{\left(1 - \cos \frac{\beta}{2} \right) \cos \frac{\alpha}{2}} + \right. \\ \left. + W \left(\frac{\sin \frac{1}{2} \left(\alpha + \frac{\beta}{2} \right)}{2 \cos \frac{\alpha}{2} \sin \frac{\beta}{2} \sin \frac{\beta}{4}} + \frac{1}{\sin \alpha} \right) \right],$$

worin M_u , M_o und W die früher (in den Gl. 57—59) ermittelten Zerbrechungs-momente vorstellen.

REICHENBACH setzt beispielsweise

$$\varrho = 125 \text{ m}; \alpha = \frac{\alpha + \beta}{4} = 11^{\circ} 15'; \beta = 33^{\circ} 45';$$

$$r_u = 21 \text{ cm}; r_o = 16 \text{ cm}; d = 1,25 \text{ m}; n = 6,$$

und erhält daraus

$$Q' = \text{rund } 250 \text{ t.}$$

Mit einem Sicherheitsgrad rechnet er nicht. Er sagt nur: »nicht der zehnte Teil von diesem Tragvermögen kann je so vorkommen, daß dadurch die Brücke nur auf einer Linie ihrer Breite gedrückt wird, sowie es die Formel fordert. Denn wenn drei Lastwagen nebeneinander, jeder zu 8 t, über diese Brücke passierten, so wäre dies noch nicht ein Zehntel des Tragvermögens«.

Hierbei übersieht REICHENBACH aber die Bedeutung der durch das Eigengewicht verursachten Bogenspannungen. Seine Brücke könnte bei 11,5 m Breite und rund 100 m Länge nur

$$\frac{250000}{11,5 \cdot 100} = 220 \text{ kg/m}^2$$

ihres Grundrisses tragen. Ihr *Eigengewicht allein* würde aber (nach REICHENBACH) 750 t oder 650 kg/m² betragen. Fügt man dazu noch 350 kg/m² Menschen-
gedränge, so gibt das

$$1000 \text{ kg/m}^2 \text{ Vollbelastung.}$$

Rechnet man nun *außerordentlich günstig*, indem man Bogenachse und Mittellkraftlinie immer zusammenfallend ansieht, so erhält man (nach Gl. 56)

$$H = \frac{V}{\operatorname{tg} \varphi} = \frac{1 \cdot 50 \cdot 11,5}{\operatorname{tg} \left(\frac{\alpha + \beta}{2} \right)} = \frac{575}{0,414}$$

oder

$$H = 1388 \text{ t.}$$

Der *Scheitelquerschnitt* F der beiden Röhren — bei der von REICHENBACH angenommenen Stärke von 5 cm — beträgt

$$F = 2 \cdot 2 \cdot 5 \frac{(21 + 16)}{2} \pi = 1162 \text{ cm}^2$$

und die Druckspannung σ

$$\sigma = \frac{138000}{1162} = 1188 \text{ atm,}$$

was (nach heutigen Annahmen) etwa einer vierfachen Sicherheit gegen Druck entspräche. REICHENBACH geht aber auf eine derartige Druckberechnung gar nicht ein. Er vermeidet einen unzulässigen Druck in den Rohrquerschnitten mittelbar durch entsprechendes Gestalten der Bogenumrisse $AFGB$ (Fig. 353), wie es auch in der Fig. 341 dargestellt wurde.

Die *Kämpferkraft* K bestimmt er für das vorige Beispiel der Brücke von 95 m Stützweite aus der Vollast $2V$

Eigengewicht . .	750 t
Menschengedränge	250 t
<hr/>	
zusammen	1000 t

und erhält

$$K = \frac{V}{\sin \varphi} = \text{rund } 1502 \text{ t.}$$

REICHENBACH denkt sich das Widerlager so angeordnet, daß die Verlängerung der Richtung der Kämpferkraft die Sohle noch schneidet.

5. Die *Temperatureinflüsse* bespricht REICHENBACH ausführlich: Nach seiner Ansicht soll der obere Bogen *FG* (Fig. 352) — damit er sich unbehindert dehnen kann — mit dem Mauerwerk nicht so fest verbunden werden als der untere *AB*. Wenn *A* und *B* als Festpunkte angesehen werden, so wird der Bogen *ACB*, je nachdem er sich abkühlt oder erwärmt, im Scheitel *C* sinken oder steigen. Weil die bogenrechten Sprossen ihre Länge wenig ändern, so wird der obere Bogen eine ähnliche Formänderung annehmen, wie der untere. Infolgedessen werden die Endpunkte *F*, *b*, *d* der Sprossen beim Aufsteigen sich in etwas dem Scheitel *H* nähern und umgekehrt. Würde nun *der obere Bogen mit dem untern durch Schrägsprossen (Gn, ni, io, ol usw.) verbunden*, so könnte man zwar Eisen sparen, aber diese Sprossen könnten sich nicht mehr in der Trägerebene seitlich bewegen. *Deshalb müßte notwendig bei der Wärme der obere und bei der Kälte der untere Bogen zerreißen.* REICHENBACH sagt dazu: »Man wird mir einwenden, daß durch solche Nachgiebigkeit der Bogensprossen, in der Ebene der durch sie verbundenen beiden Bogen, die Brücken eine gewisse Elastizität behalten, was zu Schwingungen Anlaß gibt; allein darauf muß ich antworten, daß eben diese übrig bleibende kurze Elastizität für die Dauer der Brücken wohlthätig ist und höchstens ein Zittern (wie das eines jeden noch so großen Hauses, wenn ein Wagen vorbeifährt), aber niemals eine akzelerierende und dadurch schädliche Schwingung verursachen kann. Wäre es möglich, eine solche Brücke ohne alle Elastizität zu bauen, so müßte sie durch die geringste Erschütterung, welche von einem darüber gehenden leichten Fuhrwesen herrühren könnte, zerbrechen.«

REICHENBACH verkennt hier die Bedeutung der Dreiecksverbindungen, weil er einerseits übersieht, wie allein diese seinen zusammengesetzten Bogenträgern die erforderliche Steifigkeit gegen Kräftewirkungen in ihrer Ebene verleihen können, und weil er anderseits noch nicht klar erkennt, daß *elastische* Formänderungen immer eintreten müssen, ganz gleich welcher Art und welcher Größe die den Bogen beanspruchenden Kräfte sind. Man erkennt aus seinen Darlegungen über die Temperatureinflüsse aber klar, *aus welchen Gründen er sowohl in den Trägerebenen, als quer dazu keinerlei Strebenverbände eingelegt hat.*

68. Die ersten Bogenbrücken mit Zugbändern.

1. Wie in den Fig. 32—36 (S. 16) und auch in den Fig. 74, 75 und 79 (S. 48—49) erläutert worden ist, kann man einen Bogenträger durch Verbindung mit einem Balken in einen Balkenträger umwandeln, derart, daß die Bogenkraft aufgehoben wird und die Stützenkräfte des Trägers (unter lotrechten Lasten) lotrecht gerichtet sind. Liegt der Bogen dabei *über* dem Balken, so erhält dieser durch die

positive Bogenkraft Zugspannungen. Umgekehrt, wenn ein Hängebogen oben mit einem Balken verbunden wird, erleidet dieser Druck (Fig. 36). In jedem Falle erhält die Verbindung dabei die Gestalt eines *Bogensehnenträgers* (St. II. 16, Fig. 43—44).

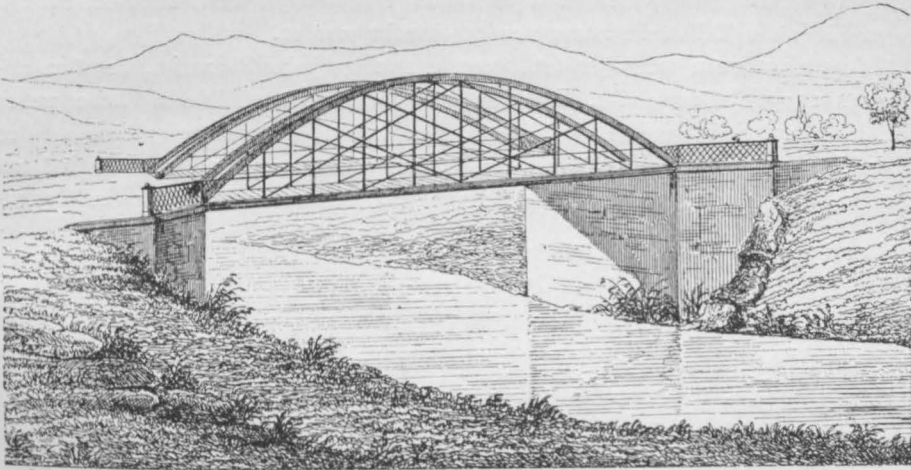


Fig. 354. Brücke über den Csukabach bei Lugos. 1831.

Der erste Versuch zur Herstellung einer gußeisernen Bogenbrücke mit schmiedeisenen Zugbändern scheint in Ungarn gemacht worden zu sein, und zwar von den Gebrüdern HOFFMANN und C. MADERSPACH, Besitzer der Hüttenwerke in Russkberg. Dieser Ort liegt im Komitate Krassó-Szörény, das sehr waldreich und gebirgig ist und von den Flüssen Maros, Cserna und der Donau begrenzt wird. In Lugos, der Hauptstadt dieses Komitates, wurde von jenen Unternehmern im Jahre 1831 eine gußeiserne Bogenbrücke gebaut, die über den *Csukabach* führte und 18,5 m Lichtweite (bei 2,6 m Pfeil) erhielt¹⁵⁴. Trotz der mangelhaften Bauart der Brücke hat sie den bedeutenden Verkehr, den sie zwischen Orsova und den Herkulesbädern, sowie nach Siebenbürgen, Temesvar und Arad zu vermitteln hatte, zehn Jahre lang getragen.

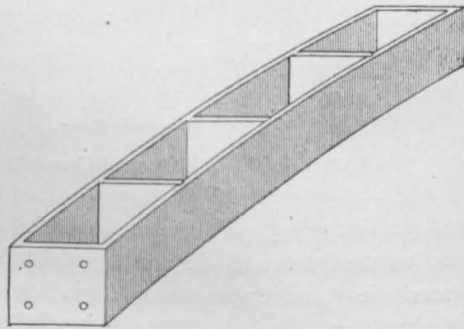


Fig. 355. Teilstück eines Obergurtes der Lugosbrücke.

Im Jahre 1841 stürzte sie ein, als gerade eine große Büffelherde sie passierte.

Fig. 354 gibt ein Bild der Lugosbrücke und Fig. 355 veranschaulicht ein Teilstück ihrer gußeisernen *Obergurte*, die in besonderer Art, ganz abweichend

¹⁵⁴ Über eiserne Röhrenbogen-Hängebrücken. Allg. Bauz. 1849. S. 320. — Man vgl. hierzu die Bemerkung S. 346, wonach der Mechaniker JOSEPH SCHMIDBAUER aus München der eigentliche Urheber der Bogenbrücken mit Kettengurt gewesen zu sein scheint.

von sonstigen Gebräuchen, gebildet waren. Der Gurtquerschnitt bestand danach nur aus den beiden 10 cm hohen und 9,5 mm dicken Seitenwänden, zwischen denen in jedem Teilstücke fünf ebenso dicke Querwände von 17,5 cm Breite eingezogen waren. Die beiden Endquerwände erhielten je vier Bolzenlöcher, mit deren Hilfe die Teilstücke zusammen geschraubt wurden.

Die vorhandenen vier Obergurtbögen, je zwei zu jeder Bahnseite, besaßen zusammen 110 cm² Querschnitt. Ihre von den Querwänden gebildeten Fächer waren mit Holz ausgekittet worden. Zwischen den beiden Bogenstützpunkten in den Endpfeilern war unter jedem Bogen ein Kettenzugband gespannt, abwechselnd aus zwei und drei Flacheisengliedern gebildet. Der Gesamtquerschnitt der vier Ketten-

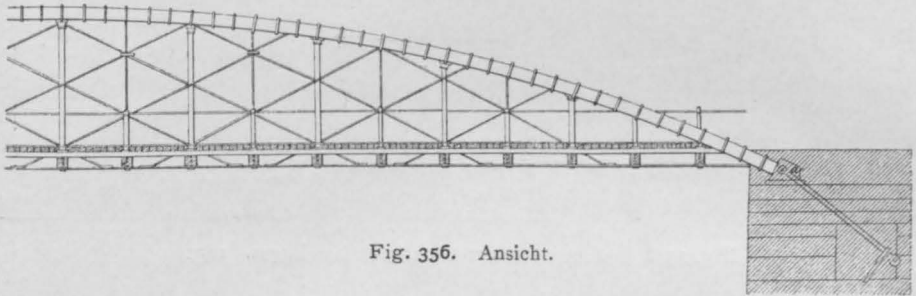


Fig. 356. Ansicht.

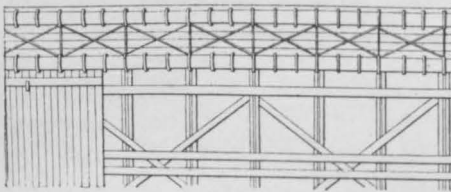


Fig. 357. Grundriß mit Fahrbahn.

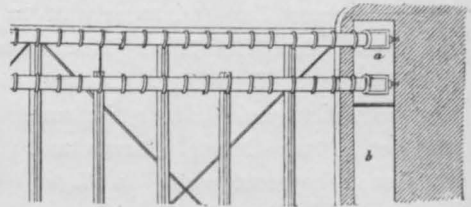


Fig. 358. Grundriß ohne Fahrbahn.

Fig. 356—358. Ansicht und Grundriß der Csernabrücke bei Mehadia. 1857.

stränge betrug 45 cm², Breite der Fahrbahn 4,2 m, des Fußweges 0,8 m. Obere und untere Querverbände sollen gefehlt haben. Auch in den Trägerebenen selbst waren die Wandverspannungen zwischen Obergurt und Kettengurt nur mangelhaft durchgeführt. Deshalb zeigte sich die Brücke sehr elastisch und beim Befahren verursachten ihre losen Eisenstangen im Verein mit den schwachen Hölzern ein unheimliches Geklapper. Im Laufe der Jahre waren auch die Futterhölzer in den Gurtfächern verfault und locker geworden. So kam nach zehnjährigem Betriebe der Einsturz der Brücke kaum noch überraschend. Den Beobachtungen nach erfolgte er durch das vorherige *Ausknicken* der im Querschnitte mangelhaft gebildeten, in ihren Teilstücken unvollkommen verbundenen und gegenseitig nicht querversteiften Obergurte. Die eingestürzte Brücke wurde durch einen Holzbau ersetzt, der bis 1904 gehalten hat. Jetzt steht an ihrer Stelle ein eisernes Parallelfachwerk von 18 m Weite.

2. Vier Jahre vor dem Einsturze der Lugosbrücke hatten die vorgenannten Unternehmer, HOFFMANN und MADERSPACH, eine zweite Brücke ähnlicher Art gebaut (1837). Das war eine Straßenbrücke, die bei den Herkulesbädern unweit von *Mehadia* über den reißenden Csernafluß führte¹⁵⁵. Die Fig. 356—359 veranschaulichen ihre Bauart, bei welcher die angedeuteten Fehler der Lugosbrücke vermieden worden sind. Die Brücke besitzt vier *Hauptträger* von etwa 41 m Stützweite, je zwei zu jeder Bahnseite, deren Obergurte aus gußeisernen Rohrstücken bestehen, während die geraden Untergurte als *Kettenstäbe* ausgebildet sind. Jede Trägerwand enthält neun längere und zehn kürzere Blechmantelhohlständer, in denen die zum Aufhängen der Kettenstäbe dienenden schmiedeeisernen *Hängestangen* (Fig. 361) Platz finden. Die Kettenglieder sind (in bekannter Weise) durch Bolzen verbunden (Fig. 362). Die Kettenenden werden

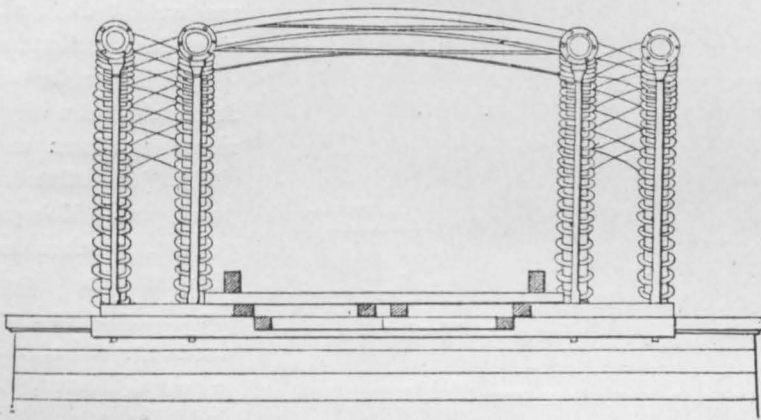


Fig. 359. Querschnitt der Cserna-Brücke.

an jedem Endpfeiler in dem dort gestützten letzten Rohrstücke verbolzt und zusammen mit diesem tief im Mauerwerk verankert (Fig. 356 und 358). Außer den Hohlständern ist in jeder Trägerwand noch ein zweiteiliges Strebenwerk angeordnet, das aus 32 mm starken Schmiedeeisenstäben besteht (Fig. 356 und 360).

Zwischen je zwei der äußern Rohrobergurte, und auch unterhalb der vier Kettenzugbänder, liegen *Querverbände*, die aus 32 mm starken Schmiedeeisenstäben als Andreaskreuze ausgebildet sind (Fig. 358 und 363). Ferner sind zwischen den beiden innern Obergurten drei Quersteifen angeordnet: in der Brückenmitte und an den beiden Toren (Fig. 359). Diese Steifen sind (mit Blech verkleidete) Bohlenbögen elliptischen Querschnittes mit stehender großer Achse. Der untere wagerechte Kreuzverband, dessen Stäbe in der Fig. 363 dargestellt sind, bildet mit den Kettensträngen jeder Bahnseite als Gurte ein zweifaches Strebenwerk. Ein gleicher Verband (aus Holz) ist zwischen den äußern Langhölzern der Fahrbahn angebracht.

¹⁵⁵ Die eiserne Zylinderbogen-Hängebrücke über die Cserna usw. Allgemeine Bauzeitung. 1838. S. 403.

Die Fig. 360—363 geben dazu noch einige Einzelheiten. Fig. 360 veranschaulicht die eisernen Streben der Trägerwände, die sich allemal auf einem Hängestabe kreuzen, zu welchem Zwecke sie mit entsprechenden Ausrundungen versehen sind. Oben tragen sie ein Bolzenauge für das Befestigen an die Obergurtflansche, unten erhalten sie Gewinde und Mutter für die Verbindung mit den Kettengliedern. Wie die von Blechhülsen umgebenen *Hängestangen* mit den Zugketten



Fig. 360.
Wandstreben.

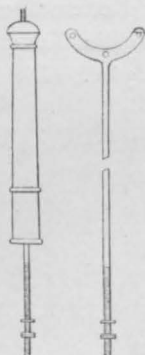


Fig. 361. Wandständer.

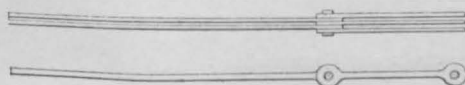
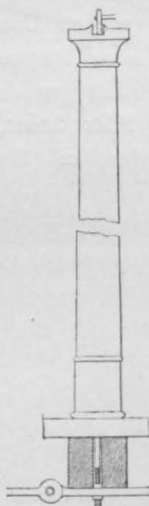


Fig. 362. Kettenstrang eines Hauptträgers.

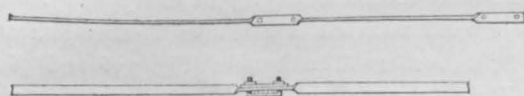


Fig. 363. Zum Kreuzverbande unter den Kettensträngen.

Fig. 360—363. Bauliche Einzelheiten der Csernabücke bei Mehadia. 1837.

verbunden werden, erklären die Fig. 356 und 361, worin eine lange und eine kurze Ständerhülse, sowie auch das aus dieser vorstehende obere Gabelende einer Hängestange gezeichnet sind. Fig. 362 veranschaulicht die Verbindung eines der vier Kettenstränge.

Die Bohlen der hölzernen Straßenfahrbahn liegen auf vier Langhölzern und diese sind in jedem Ständerknoten durch zwei Holzquerträger gestützt, zwischen denen die Hängestangen durchgehen, die oberhalb und unterhalb der Kettenstäbe, mit Hilfe je einer Mutter, befestigt sind (Fig. 361). Die Fußwege liegen zwischen den beiden Hauptträgern jeder Bahnseite (Fig. 357 u. 359). Das Eigengewicht der Mehadiabücke wird mit 40 t angegeben. In den nachträglichen Berechnungen vom Jahre 1849¹⁵⁵ wird das Gesamtgewicht aus Eigengewicht samt Verkehrslast mit 150 t oder 0,65 t/m² angesetzt.

3. Eine dritte Brücke der vorigen Art (Fig. 364 und 365) wurde (von den genannten Unternehmern) im Jahre 1842 gebaut. Sie führte bei *Karansebes* über den Temesfluß, stürzte aber, kurz vor ihrer Vollendung, in der Nacht des 1. Januar 1843, bei Hochwasser ein. Sie besaß die beträchtliche Weite von etwa 56 m, bei 6,5 m Pfeilhöhe. Wie der Querschnitt in Fig. 365 zeigt, erhielt sie acht Bogenträger, von denen je zwei und zwei zu einem *Hauptträger* gekuppelt waren. Ihre gußeisernen Bogengurte waren, wie bei der Mehadiabücke, aus Rohrstücken

von 13 mm Wandstärke gebildet, deren Querschnitt je 110 cm^2 maß. Die *Wandgliederung* (Fig. 364) erscheint als vierfaches Strebenwerk und ist aus 9 mm starkem, 26 cm hohem Flacheisen hergestellt. Die acht Zugketten hielten zusammen 160 cm^2 Querschnitt. Die *Gewichte* werden wie folgt angegeben:

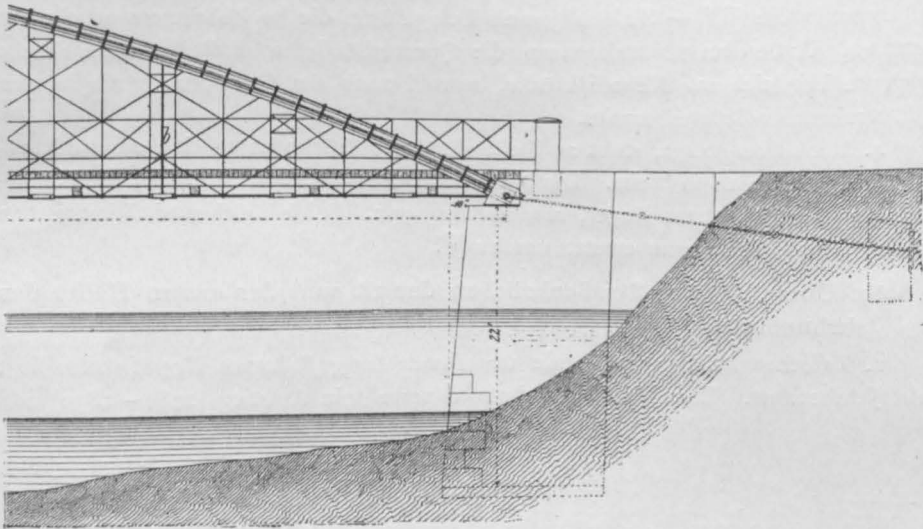


Fig. 364. Ansicht der Brücke über den Temesfluß bei Karansebes. 1843.

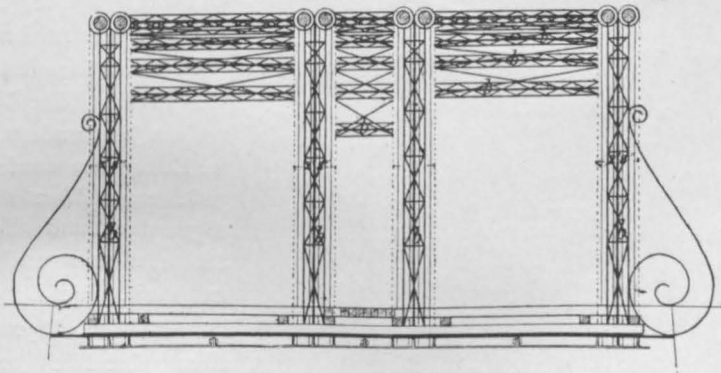


Fig. 365. Querschnitt der Karansebesbrücke.

Rohrgurte . . .	mit	50 t
Ketten	»	8 t
Wandglieder . .	»	32 t
Holzfahrbahn . .	»	100 t
also <i>Eigengewicht</i>		190 t.

Die Verkehrslast wurde mit 166 t (oder etwa 300 kg/m^2) angesetzt, macht zusammen 356 t oder etwa 800 kg/m^2 .

Der Einsturz der Karansebesbrücke scheint nach den Mitteilungen vom Jahre 1849 durch vorherige Zerstörung der gußeisernen Röhren des Obergurtes verursacht zu sein. Jede vierte und fünfte Röhre, von den Stützpunkten an gerechnet, brach dabei entweder mitten durch oder es brachen doch ihre Flanschen. Beim Wiederaufbau der Brücke benutzte man — ähnlich wie POLONCEAU bei der Carousselbrücke (63) — *Bohlenbögen* als Lehrgerüste, die im Rohrinnern angebracht wurden. Außerdem verstärkte man die Querverbände, so daß die neue Brücke sich im Vergleich zur Mehadiabrücke, sowohl nach der Quere, als auch in den Trägerebenen sehr steif erwies.

4. Wie schon gesagt, steht an Stelle der Lugosbrücke heute eine eiserne Fachwerkbücke von 18 m Weite. Die Mehadiabrücke hielt sich bis 1896, die Karansebesbrücke noch etwas länger, nämlich bis 1902. Beide Brücken sind inzwischen durch eiserne Fachwerke ersetzt worden¹⁵⁶.

69. Übersicht der Straßenbrücken des 18. und der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts.

1. Zwischen Anfang und Ende des *Baues der gußeisernen Bogenbrücken* liegt ein Jahrhundert. Etwa fünf Jahrzehnte dauerte sein Aufstieg (1780—1830) und

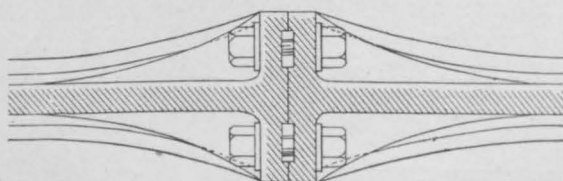


Fig. 366. Flanschenverbindung.

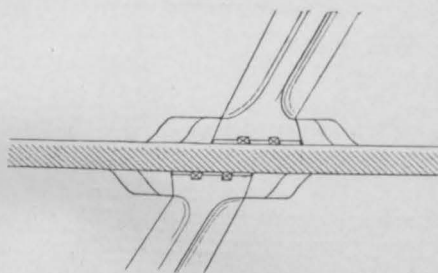


Fig. 367. Querverbindung.

Fig. 366—367. Flanschen- und Querverbindung englischer Bogenbrücken. 1840.

eben so lang währten etwa Blüte und Niedergang (1830 bis 1880). Ein Blick auf die weiterhin (unter 70, 71) gegebenen Tabellen läßt dies erkennen. Heute gelten gußeiserne Bogenbrücken als veraltet. Die Blütezeit ihres Baues fällt in das dritte Viertel des vorigen Jahrhunderts. In dieser Zeitspanne wurde der Bau gußeiserner *Eisenbahnbrücken* allgemeiner und die großen Städte, allen voran Petersburg und Paris, dann London, Berlin und Wien, fingen an, ihre alten gebrechlich gewordenen Holz-, Ketten- oder Drahtbrücken durch gußeiserne Bogenbrücken zu ersetzen.

Eine eigentümliche Erscheinung bietet das gleichzeitige Vorgehen der Städte Petersburg und Paris. Das geschah unter dem nachhaltigen Einflusse jener hochgebildeten französischen Ingenieuroffiziere, die Kaiser Alexander im Anfange des 19. Jahrhunderts nach

¹⁵⁶ Vgl. Magyar Mérnök és Építész-Egylet Közlönye. Zeitschr. des ungar. Ing. u. Arch.-Ver. 1903. S. 1 u. 45.

Petersburg berief, um dort die erste technische Anstalt für Straßen- und Brückenbau nach französischem Muster einzurichten (78). Durch deren stetige geistige Verbindung mit Paris gelangten manche französische Neuerungen fast noch eher

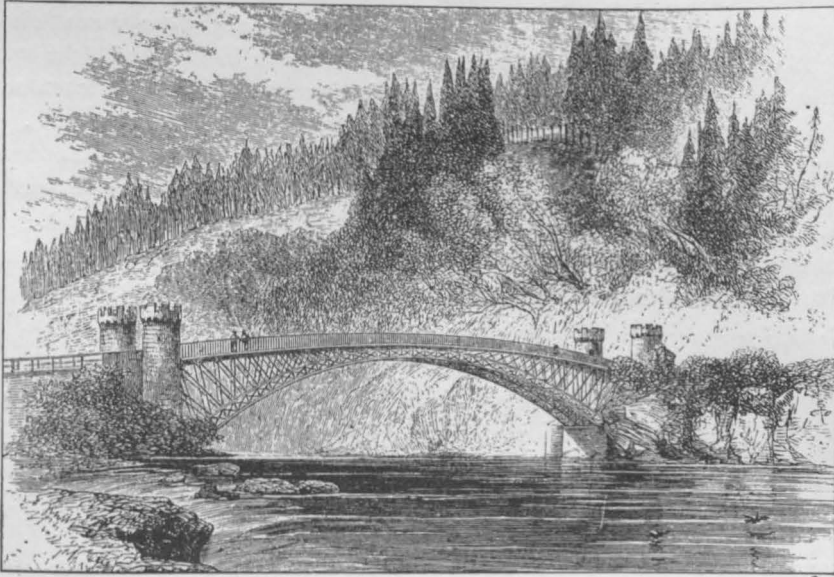


Fig. 368. Speybrücke bei Craig-Elachie. TELFORD 1812.

in Petersburg als in Paris zur Ausführung, wie z. B. in den Jahren 1824—1826 die ersten Kettenbrücken Rußlands (78).

Die gußeisernen Bogenbrücken Englands erinnern vom dritten Jahrzehnt ab mit wenigen Ausnahmen an die Bauart der Southwarkbrücke. Die den Brücken von

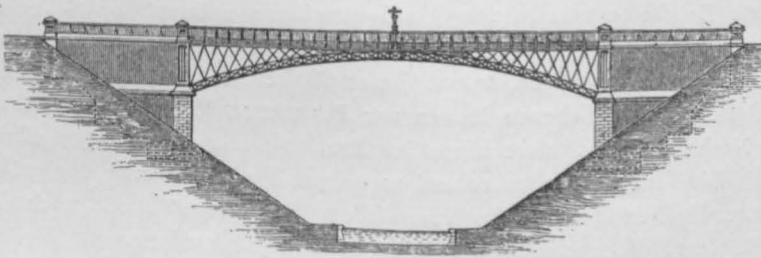


Fig. 369. Birmingham-Kanalbrücke bei Galton. TELFORD. 1812.

Sunderland und Staines eigentümliche Durchbrechung der Bogenrippen sah LENTZE¹⁵⁷, der darüber berichtet, nur an einer leichten Brücke in Bristol und an einem Fußsteg

¹⁵⁷ LENTZE, Bemerkungen über die größeren Brückenbauwerke in Frankreich, England und Irland, auf einer Reise im Winter 1844—1845 gesammelt. Verhandl. des Ver. z. Bef. des Gewerbef. in Preußen. 1846. S. 88.

in Dublin. Bei andern bedeutenden Brücken — z. B. einer Avonbrücke in Bath (37 m), bei der Irvellbrücke in der Liverpool-Manchester-Bahn (40 m), einer ebenfalls 40 m weiten Brücke der Birmingham-Manchester-Bahn und bei den 31 m weiten Bogen der Trentbrücke der Midland-Counties-Bahn — waren alle bogenförmigen Stücke *voll* gegossen. Wie bei der Southwarkbrücke waren einzelne der Stücke bis 6,3 m, bei der Trentbrücke sogar 9,4 m lang. Die Stücke wurden an ihrer Verbindungsstelle auf etwa 26 cm verbreitert, in den Flanschflächen sauber gehobelt und dann mit Schraubenbolzen bogenrecht verbunden (Fig. 366). Die älteren Verbindungsmittel mit *aufgelegten Schmiedeeisenbändern* an der *Sunderlandbrücke*, mit *Zapfen* an der Brücke von *Staines*, mit aufgelegten Lappen und gebrechlich angegossenen Augen an der *Austerlitzbrücke*, erscheinen im Vergleich zu solchen soliden Flanschverbindungen höchst mangelhaft.

Die *Querverbindungen* der Bogen fassen bei den eben erwähnten Brücken nicht mehr, wie bei der Southwarkbrücke, durch die *Stöße* der Bogenstücke. Sie



Fig. 370. Bogenquerschnitt englischer Eisenbahnbrücken.

1840.

werden zwischen schwalbenschwanzförmigen Angüssen der Bogenstücke festgekeilt (Fig. 367). Auch die Zwickelausfüllung mit Ringen, wie bei den Brücken von Coalbrookdale, Sunderland und den Polonceaubrücken, ist in England bald verlassen worden. An ihre Stelle trat das *mehrfache Strebenfachwerk*, wie es TELFORD schon bei seinen ältesten Schöpfungen (Fig. 368 und 369) angewendet hatte. Bei den erwähnten Eisenbahnbrücken der Birmingham-Manchester- und der Midland-Counties-Bahn hat man die *Bogenquerschnitte schon mit seitlichen Flanschen* versehen (Fig. 370), was als eine wesentliche Verbesserung gegenüber den Bogenquerschnitten der Southwarkbrücke (Fig. 333, S. 295) anzusehen ist.

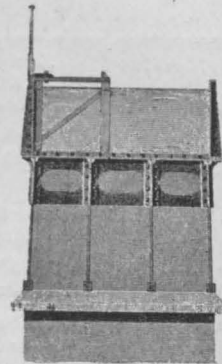
In Frankreich ist der Bau gußeiserner Bogenbrücken am meisten gepflegt worden. Um die Zeit, als dort die erste gußeiserne Brücke entstand (1803) und verschiedene Entwürfe solcher Brücken auftauchten (1811—1813), hat man auch in Rußland angefangen, das Gußeisen im Brückenbau zu verwenden, wovon (unter 69) schon die Rede war. In Frankreich gaben die beschriebenen Bauten von POLONCEAU (63) den Anstoß zu zahlreichen Nachahmungen, nicht allein im Straßen-, sondern auch im Eisenbahnbau (71). Die beiden Tabellen 10 und 11 zeigen die Entwicklung der gußeisernen Bogenträger in übersichtlicher Zusammenstellung. Die erste Tabelle reicht bis zum Jahre 1825 und die zweite bis zur Mitte des 19. Jahrhunderts.

2. Die unter den Nummern 1—4, 6, 8—10, 14, 16—18 und 20 aufgeführten Straßenbrücken, sind im vorhergehenden (60—66) durch Wort und Bild bereits erläutert worden, zu den verbleibenden Nummern 5—7, 11—13, 15 und 19 ist das folgende nachzutragen.

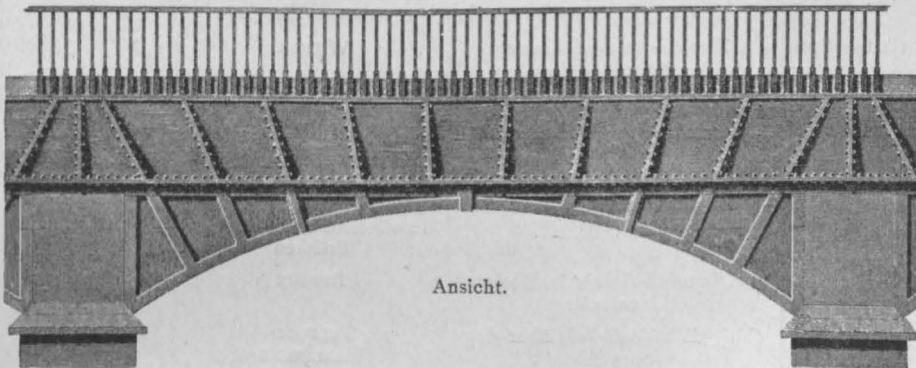
Über die S. 279 kurz beschriebene und S. 281 abgebildete *eiserne Brücke* über den Kupfergraben in Berlin erhielt ich nachträglich von der dortigen Städtischen Tiefbau-Deputation noch einige Mitteilungen. Die Brücke, an deren Stelle 1825 eine gewölbte steinerne Brücke trat, die auch dem Wagenverkehr dienen konnte,

wurde über den damaligen Festungsgraben in der Verlängerung der Dorotheenstraße wieder aufgestellt und verblieb an dieser Stelle wahrscheinlich bis zur Beseitigung des Festungsgrabens. Die Brücke wird in den betreffenden Akten immer die *Probebrücke* genannt, diente also zweifellos als Versuchsstück. Die Aufstellung ihres Eisenwerkes besorgte 1797 ein Engländer namens BELTON oder BAILDON. Weiteres habe ich bis jetzt über das bemerkenswerte Bauwerk nicht erfahren können.

Die *Brücke von Staines* war nach dem Muster der Sunderlandbrücke über den Wear (Fig. 298, S. 273) gebaut worden. Die Wölbstücke waren etwa 1,5 m lang, also etwa doppelt so lang wie diejenigen der Wearbrücke. Ihre Verbindungen untereinander, mit Hilfe von Zapfen und entsprechenden Zapfenlöchern, waren aber mangelhaft. So konnte die Brücke, als aus nicht genauer angegebenen Ursachen eines ihrer Widerlager sich verschob, nicht mehr gehalten werden. 1819 stürzte sie ein. Unter den ältesten Brückenbauten TELFORDS sind die *Ellesmere-Kanalbrücke* (Fig. 371), die Craig-Ellachie-Brücke über den Speyfluß (Fig. 368), die Brücke über die Dornochmündung, die *Waterloo*brücke über den Conwayfluß (Fig. 372) besonders



Querschnitt.



Ansicht.

Fig. 371. Eine Öffnung der Ellesmere-Kanalbrücke im Llangollen-Tale.
TELFORD. 1805.

hervorzuheben. Wahrhaft großartig erscheint uns auch heute noch das Werk der 305 m langen, bis 37 m hohen Kanalbrücke im Llangollen Tale. Die Bogen der Craig-Ellachie- und der Galtonbrücke zeigen bereits sachgemäße mit Hilfe von Andreaskreuzen hergestellte Wandgliederung, während deren Zwickel mit zweiteiligem Strebenwerk ausgefüllt sind. Die im Jahre der Schlacht bei Waterloo in Betrieb genommene Conwaybrücke in Carnarvonshire ist bemerkenswert wegen der phantasievollen Ausbildung und Ausschmückung ihrer Bogenwände und Zwickel (Fig. 372). Die Brücke steht in ihrer Art wohl einzig da.

Tabelle 10. Bemerkenswerte Straßen-
aus dem 18. und dem ersten

1 Nr.	2 Zeit des Baues	3 Name und Lage der Brücke	4 Entwurfverfasser Baugesellschaft Ausführendes Werk	5 Bogenöffnungen		
				Zahl	Weite m	Pfeil m
1	1776—1779	<i>Severnbrücke bei Brosely</i> , in der Nähe von Coalbrookdale, Shropshire, England	REYNOLDS und DARBY Eisenwerk Coalbrookdale	1	32,0	12,2
2	1793—1796	<i>Wearbrücke bei Sunderland</i> , Grafschaft Durham, England	WILSON Eisenhütte Walkers in Rotherham	1	72,0	10,4
3	1794—1795	<i>Severnbrücke bei Buildwas</i> , Shropshire, England	TELFORD Eisenwerk Coalbrookdale	1	39,6	8,3
4	1794—1796	<i>Brücke über das Striegauer Wasser</i> bei Laasan, Schlesien, Deutschland	— Eisenhütte Malapane	1	13,0	2,9
5	1795—1805	<i>Ellesmere Kanalbrücke</i> über den Dee im Llangollen Tale (Pont-y-cysylte)	TELFORD HAZLEDINE	19	13,75	2,28
6	1796—1797	<i>Die eiserne Brücke</i> über den Kupfergraben in Berlin	Königl. Bauverwaltung Eisenhütte Malapane	1	6,0	2,0
7	1801—1802	<i>Themsebrücke bei Staines</i> in der Nähe von London	WILSON	3	54,8	4,9
8	1801—1803	<i>Der Pont-des-Arts über die Seine</i> in Paris	CESSART und DILLON Gesellschaft der drei alten Brücken	9	17,3	3,25
9	1801—1805	<i>Austerlitzbrücke über die Seine</i> in Paris	BEAUPRÉ und LAMENDÉ Gesellschaft der drei alten Brücken	5	32,5	3,25
10	1803	<i>Withamfluß-Brücke</i> in Boston (Lincolnshire)	RENNIE	1	24,0	—
11	1812	<i>Craig-Elloch-Brücke</i> über den Speyfluß	TELFORD HAZLEDINE	1	45,7	6,10
12	1812	<i>Brücke bei Bonar</i> über die Mündung des Dornochflusses	Dieselben	1	45,7	6,10
13	1815	<i>Waterloo-Brücke</i> (Llynonn-Brücke) über den Conwayfluß (Carnar- vonshire)	Dieselben	1	32,0	3,5
14	1811—1816	<i>Vauxhallbrücke über die Themse</i> in London	JOHN RENNIE JAMES WALKER	9	23,8	4,3
15	1815—1816	<i>Brücke über den Wye</i> bei Chep- stow, England	HAZLEDINE RASTRICK & Co. Shrewsbury u. Bridgenorth	5	2—10,4 2—21,4 1—34,0	1,9 3,35 4,24
16	1815—1819	<i>Southwarkbrücke über die Themse</i> in London	JOHN RENNIE	3	1—73,0 2—64,0	7,3 6,4
17	1820—1824	<i>Ockerbrücke</i> im Gänsewinkel in Braunschweig, Deutschland	KRAHE Hütte in Zorge	1	17,5	2,25
18	1822—1823	<i>Friedrichsbrücke über die Spree</i> in Berlin	Ausführung der Königl. Verwaltung	7	6,33 bis 9,21	1 : 4,6
19	1822—1825	<i>Havelbrücke</i> bei Potsdam, Deutschland	GÜNTHER und BECKER	8 Schiffs- durchlaß	18,8	1,7
20	1824—1825	<i>Roch- oder Kunowski-Brücke</i> über den Königsgraben in Berlin	Justizrat KUNOWSKI und eine Aktiengesellschaft	1	21,0	3,0

brücken mit gußeisernen Bogenträgern
Viertel des 19. Jahrhunderts.

6 Bogenträger		7 Fahrbahn		8 Eisengewicht		9 Kosten		10 Bemerkungen zu einzelnen Spalten der Tabelle
Zahl	Abstand m	Breite m	Länge m	Gesamt t	für den Fahrbahn- Grundriß t/m ²	Gesamt M	für den Fahrbahn- Grundriß M/m ²	
5	1,5	7,3	33,0	330	1,4	—	—	1. Besitzt heute zwei Öffnungen (Fig. 297) 60.
6	1,95	9,75	73,0	260	1,05	—	—	2. Steht (nach erfolgter Verstärkung) heute noch (Fig. 298) 61.
3	2,65	5,0	40,0	173	2,15	—	—	3. Wurde 1906 durch ein Fachwerk ersetzt (Fig. 304) 61.
5	1,5	6,0	13,0	48	0,62	20 000	265	4. Steht noch heute (Fig. 307) 62.
3	1,20	3,60	305	—	—	940 000	850	5. Fig. 371: Pfeiler 37 m hoch über Flußbett. Kosten des Eisens 345 000 M. Erdarbeiten 172 000 M. Mauerwerk 423 000 M. RICKMANN, Life of THOMAS TELFORD.
—	—	9,0	8,0	—	—	—	—	6. 1825 durch eine Steinbrücke ersetzt (Fig. 308) 62.
6	1,83	—	—	—	—	—	—	7. Ist 1819 eingestürzt. HUTTON, GAUTHEY, MÜLLER.
5	2,4	9,8	165	—	—	630 100	385	8. 1852 wurde die erste Öffnung des linken Ufers beseitigt und durch eine Schiffsfahrtsöffnung von 22 m Weite ersetzt (Fig. 310) 63.
7	2,0	12,7	174	1220	0,56	1 983 500	900	9. 1854 in Stein umgebaut (Fig. 318) 63.
—	—	—	—	—	—	—	—	10. Fig. 330. SMILES.
4	—	4,7	53,5	—	—	164 000	650	11. Fig. 368. RICKMANN & SMILES.
—	—	—	—	—	—	280 000	—	12. RICKMANN.
5	1,52	6,0	35,6	—	—	—	—	13. Fig. 372. RICKMANN.
10	1,2	11,0	206	—	—	5 940 000	2600	14. 1906 durch eine flußeiserne Bogenbrücke ersetzt. (Fig. 329) 64.
5	1,55	6,35	113	—	—	—	—	15. Fig. 373. HANN & HOSKING.
8	1,83	14,5	200	5600	270	16 000 000	550	16. Fig. 332, 64.
4	2,25	7,80	19	65	0,44	13 600	92	17. Fig. 347. Bauart REICHENBACH. 1865 beseitigt.
8	1,30	10,0	75,0	—	—	180 000	240	18. 1873—1875 auf 16 m verbreitert. 1892—1893 durch einen Steinbau ersetzt (Fig. 335) 65.
7	1,45	9,4	212	—	—	—	—	19. 1886—1889 durch eine Steinbrücke ersetzt. Allg. Bauz. 1837.
8	0,38—0,50	3,5	21	—	—	—	—	20. 1882 beseitigt. Deutsche Bauz. 1882. S. 209.

3. Die *Brücke über den Wye bei Chepstow*¹⁵⁸ nimmt unter den ältern Bauten Englands einen hervorragenden Platz ein. Sie steht heute, nach fast hundertjährigem Betriebe, noch wohl erhalten da, wie es die Fig. 373—375 zeigen.

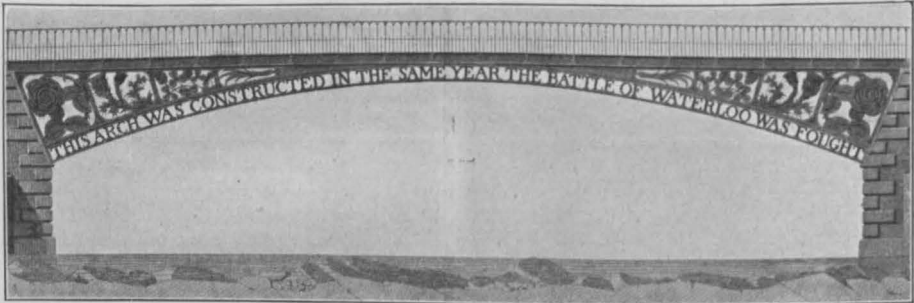


Fig. 372. Waterloo-Brücke über den Conway in Carnarvonshire. TELFORD. 1817.

HAZLEDINE¹⁵⁹ aus Shrewsbury, ihr Erbauer, war einer der tätigsten Mitarbeiter TELFORDS. Er lieferte aus seinen Werkstätten auch die Hauptteile zu den großartigen Kettenbrücken, der Menai-Conway- und Montrosebrücke, und baute unter

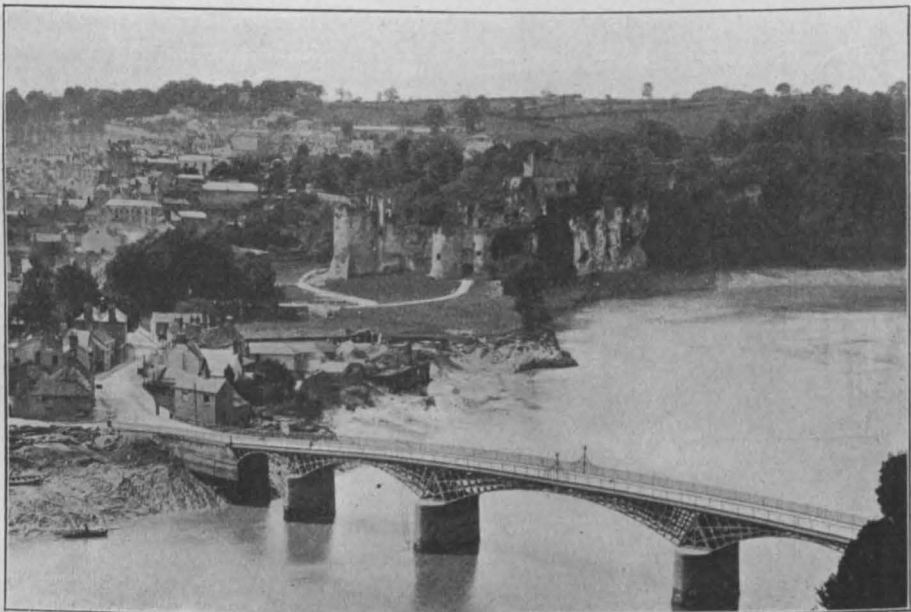


Fig. 373. Brücke über den Wye in Chepstow. 1816.

TELFORDS Oberleitung die unter den Nummern 5, 11, 12, 13 und 15 genannten großen Bogenbrücken. Die Chepstowbrücke ist darunter eines der am tüchtigsten

¹⁵⁸ RICKMANN, Life of THOMAS TELFORD.

¹⁵⁹ The civil engineer and architects Journal, 1841, S. 48, enthält einen Nachruf an den 1840 verstorbenen HAZLEDINE.

durchgebildeten Bauwerke. Namentlich besitzt sie kräftige Querverbände, so auch einen starken gußeisernen Kreuzverband (Fig. 375), wie ihn keine der vorgenannten Schöpfungen TELFORDS aufweist.

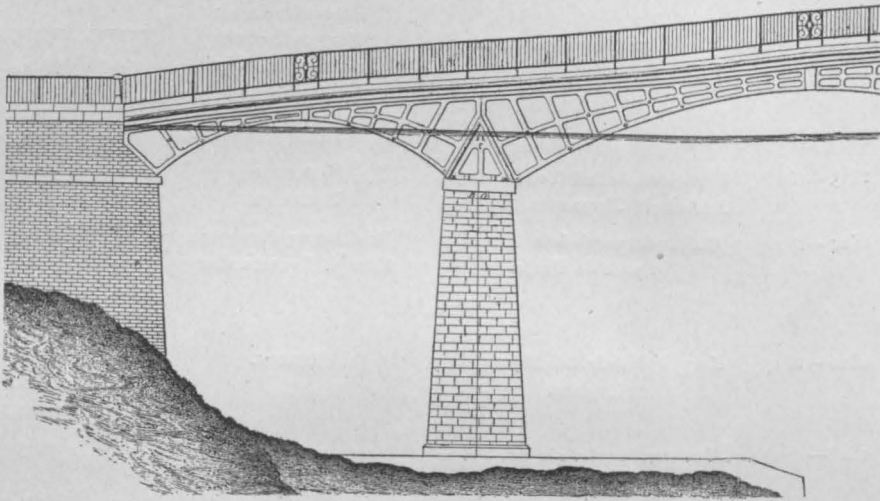


Fig. 374. Ansicht der Chepstowbrücke über den Wye.

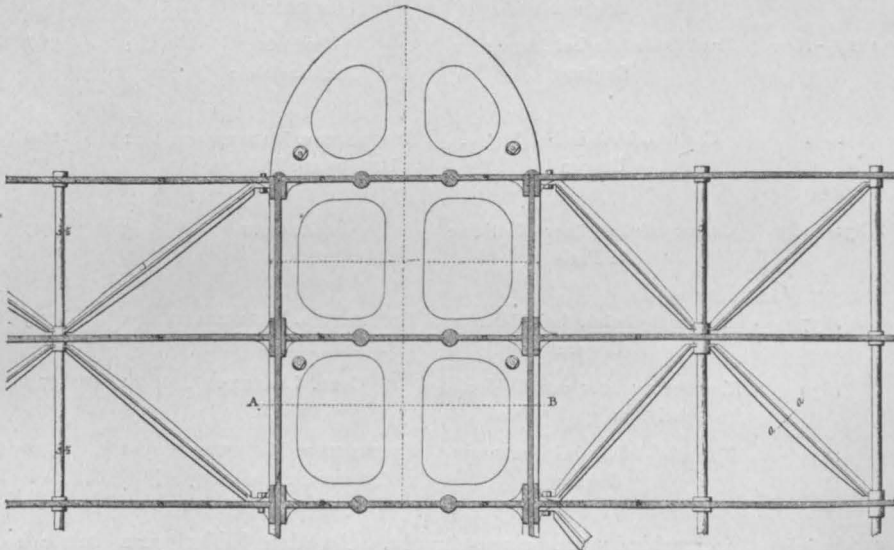


Fig. 375. Grundriß der Chepstowbrücke über den Wye.

Die *Havelbrücke bei Potsdam*, die sog. lange Brücke, besaß neun Öffnungen, von denen acht gußeisernen Überbau erhalten hatten. Jede Öffnung enthielt sieben plattenförmige Hauptträger von 65 mm Stärke, die aus je drei Teilen gegossen waren. Zwischen den beiden Stoßfugen der drei Teile waren (wie bei der South-

Tabelle 11. Bemerkenswerte Straßenbrücken

1 Nr.	2 Zeit des Baues	3 Name und Lage der Brücke	4 Entwurfverfasser Baugesellschaft Ausführendes Werk	5 Bogenöffnungen		
				Zahl	Weite m	Pfeil m
1	1823—1826	Severnbrücke bei Tewkesbury, Grafschaft Gloucester, England	TELFORD HAZLEDINE	1	52,0	5,2
2	1824—1826	Weidendammerbrücke über die Spree in Berlin	Ausführung durch die Königl. Bauverwaltung	5	7,82 bis 9,25	2,75
3	1826—1827	Laryflußbrücke bei Plymouth, England	RENDEL	5	1—30,5 2—29,0 2—24,7	4,25 4,00 3,20
4	1828—1829	Hammerstrombrücke bei Peitz, Deutschland	NAHT und VOIGTMANN	1	10,3	1,0
5	1828—1829	Aireflußbrücke in Leeds, England	GEORGES und JOHN LEATHER	1	36,6	3,66
6	1829—1830	Trentflußbrücke bei Handsacre, England	POTTER Coalbrookdale	1	42,7	4,27
7	1831	Csukabachbrücke bei Lugos, Ungarn	HOFFMANN u. MADERSPACH Hüttenwerk Rußberg	1	19,0	2,65
8	1831—1834	Carousselbrücke über die Seine in Paris	POLONCEAU	3	47,7	4,9
9	1837	Csernaflußbrücke bei Mehadia, Ungarn	HOFFMANN u. MADERSPACH Hüttenwerk Rußberg	1	45,5	4,55
10	1839	Kanalbrücke über den Calderfluß bei Stanley, England	GEBR. LEATHER	1	47,2	11,25
11	1843	Temesflußbrücke bei Karansebes, Ungarn	HOFFMANN u. MADERSPACH Hüttenwerk Rußberg	1	57,0	6,75

warkbrücke) Querverbindungen eingeschraubt. An den Widerlagern setzte sich jeder Hauptträger ohne alle Verzäpfung oder Verschraubung auf die dort mit dem Pfeiler verbolzte Kämpferplatte. Außer den schon erwähnten Querverbindungen hatte man zwischen den Hauptträgerrippen mehrere Zuganker eingelegt, und in gleicher Höhe mit den in wagerechter Ebene liegenden Rippenoberkanten einen gußeisernen Kreuzverband angeordnet ¹⁶⁰.

¹⁶⁰ MÜLLER, Die Brückenbaukunde. 1853. Bd. IV. S. 36. Allg. Bauz. 1837.

aus dem zweiten Viertel des 19. Jahrhunderts.

6 Bogenträger		7 Fahrbahn		8 Eisengewicht		9 Kosten		10 Bemerkungen zu einzelnen Spalten der Tabelle
Zahl	Abstand m	Breite m	Länge m	Gesamt t	für den Fahrbahn- grundriß t/m ²	Gesamt M	für den Fahrbahn- grundriß M/m ²	
6	1,0	7,3	54	—	—	290 000	750	1. Fig. 376. RICKMANN, Life of TELFORD.
8	1,25	8,75	60	—	—	—	—	2. Fig. 337. 1880 auf 10 m verbreitert. 1895—1897 durch eine flußeiserne Auslegerbrücke von 22,4 m Breite ersetzt (65).
5	1,8	7,3	150	—	—	—	—	3. Steht noch heute. MÜLLER, Brückenbau.
4	1,4	4,6	12	27,2	0,5	—	—	4. Fig. 348. Ist nicht mehr vorhanden. Röhren 21 cm stark, bei 2,5 cm Wandstärke (66). Allg. Bauz. 1837.
10	1,2	13,25	45	422	0,7	—	—	5. Allg. Bauz. 1858.
5	1,75	6,7	63,5	350	0,8	190 000	450	6. Kosten: Eisen 76 000 M, Mauerwerk 64 000 M, Erdarbeiten usw. 50 000 M. SIMMS, Public works etc.
2	—	5,75	20	10	0,09	—	—	7. Fig. 354 (68). 1841 eingestürzt. Bis 1904 Holzbrücke. Dann Eisenschachwerk.
5	2,8	11,6	190	768	0,35	1 384 000	585	8. Fig. 315. Von den Kosten fielen 720 000 M auf Ausschmückungen usw. (63).
* 4	1,3—6,1	4,6	50	41	0,2	—	—	9. Fig. 356. Ist 1906 durch eine eiserne Fachwerkbrücke ersetzt worden (68).
2	9,3	8,6	66,5	772	1,4	—	—	10. Fig. 379. Allg. Bauz. 1858.
8	0,8—3,65	8,25	57,5	190	0,4	—	—	11. Fig. 364. Ist 1902 durch eine eiserne Fachwerkbrücke ersetzt worden (68).

Die unter Mitwirkung von SCHINKEL erbaute Brücke war nur leicht gebaut und konnte dem wachsenden Verkehre der Neuzeit nicht mehr standhalten. In den Bogen entstanden nach und nach Risse und Sprünge, die man durch Aufnieten schmiedeiserner Laschen verdeckte. Als Ersatz für die alte Brücke wurde in den Jahren 1886—1889 stromaufwärts eine neue steinerne Brücke gebaut.

4. Die obenstehende Tabelle 11 enthält elf Brücken, die in dem zweiten Viertel des 19. Jahrhunderts entstanden sind. Sie beginnt mit dem 52 m weitgespannten

Bogen der Severnbrücke bei Tewkesbury und schließt mit der Temesbrücke bei Karansebes, deren Bogenweite das damals (1843) ganz außergewöhnliche Maß von 56 m erhalten hat. Die unter den Nummern 2, 4, 7—9 und 11 aufgeführten

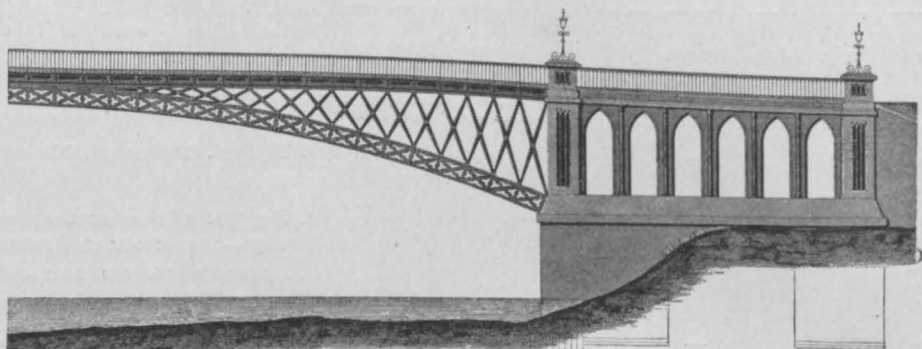


Fig. 376. Tewkesburybrücke über den Severn. 1823—1826.

Straßenbrücken sind im vorhergehenden durch Wort und Bild bereits ausführlich erläutert. Über die Nummern 1, 3, 5, 6 und 10 ist das folgende nachzutragen.

Bei der Tewkesburybrücke (Fig. 376) ist die Ausbildung der Widerlager mit den eingelegten gotischen Bogen bemerkenswert. TELFORD wollte dadurch nicht

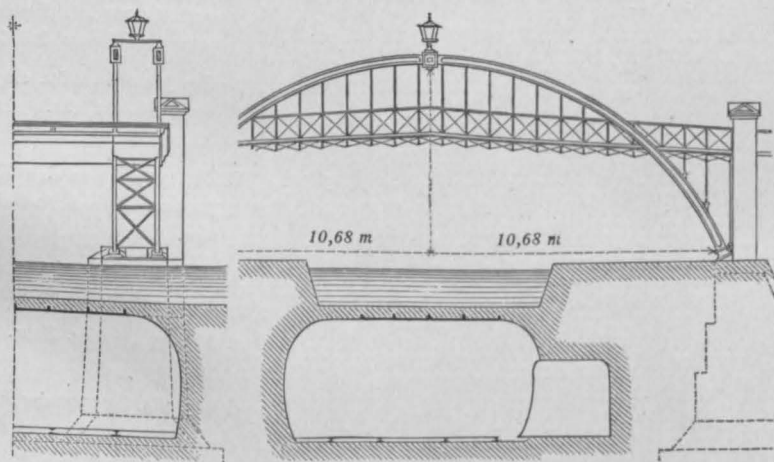


Fig. 377.

Brücke über den Paddingtonkanal und die Birmingham-Bristol-Themse-Verbindungsbahn. 1836.

allein dem Gesamtbau eine leichte Erscheinung verleihen, sondern auch für kommende Hochfluten den Wassermassen des Severn einen erleichterten Durchfluß verschaffen ¹⁶¹.

¹⁶¹ RICKMANN, Life of THOMAS TELFORD. 1838. S. 255.

Die *Larysflußbrücke bei Plymouth*¹⁶² steht heute noch wohl erhalten da. Jeder ihrer fünf Bogenträger ist in fünf Stücken gegossen, an den Stößen mit Flanschen versehen, zwischen denen — ähnlich wie bei der Southwarkbrücke — Quersteifen in der Brückenbreite durchgehen. Die Stoßverbindung erfolgt durch Schraubenbolzen. Zwischen den Quersteifen ist ein starker Kreuzverband angebracht. Die 76 mm starken durchgehenden Kämpferplatten sind dort, wo die Bogenrippen anstoßen, mit kurzen Ansätzen versehen, die ausgeklinkte Lagerflächen besitzen, in welche die Bogenenden genau einfassen. Die Fahrbahn ruht auf 18 cm hohen, 4 cm starken Trägern, die oben und unten mit Flanschen versehen sind und auf den Enden durch Schrauben auf Gleitlagern (sliding mortices) befestigt sind. Die Fahrbahnplatte besteht aus 0,9 m langen und 2,5 cm starken, mit Flanschen und Schrauben verbundenen Platten.

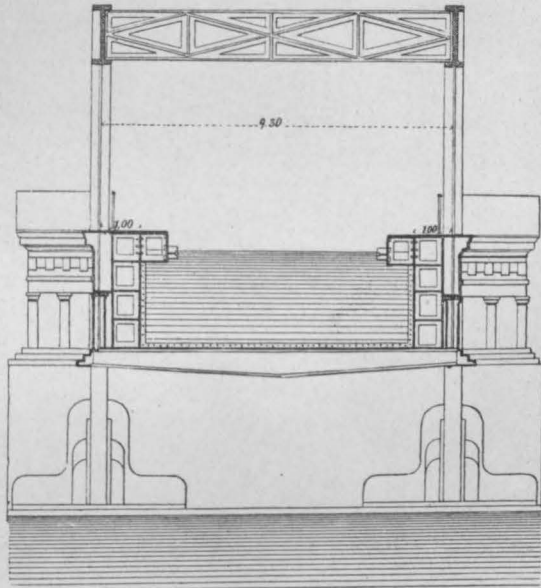


Fig. 378. Querschnitt zur Calderbrücke in Fig. 379.

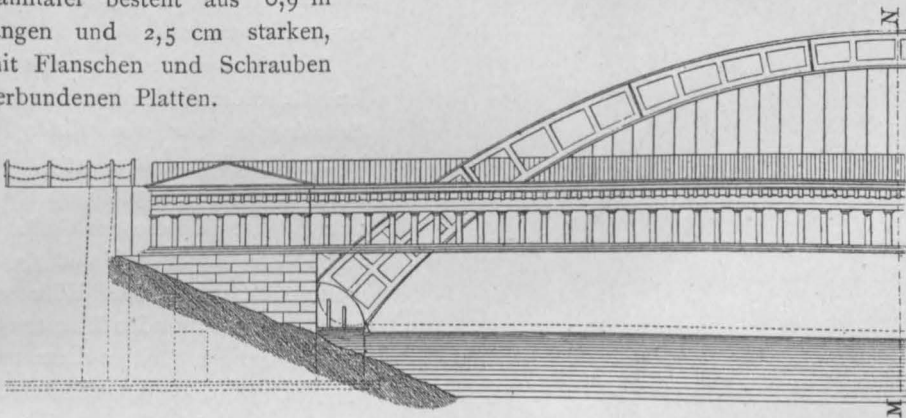
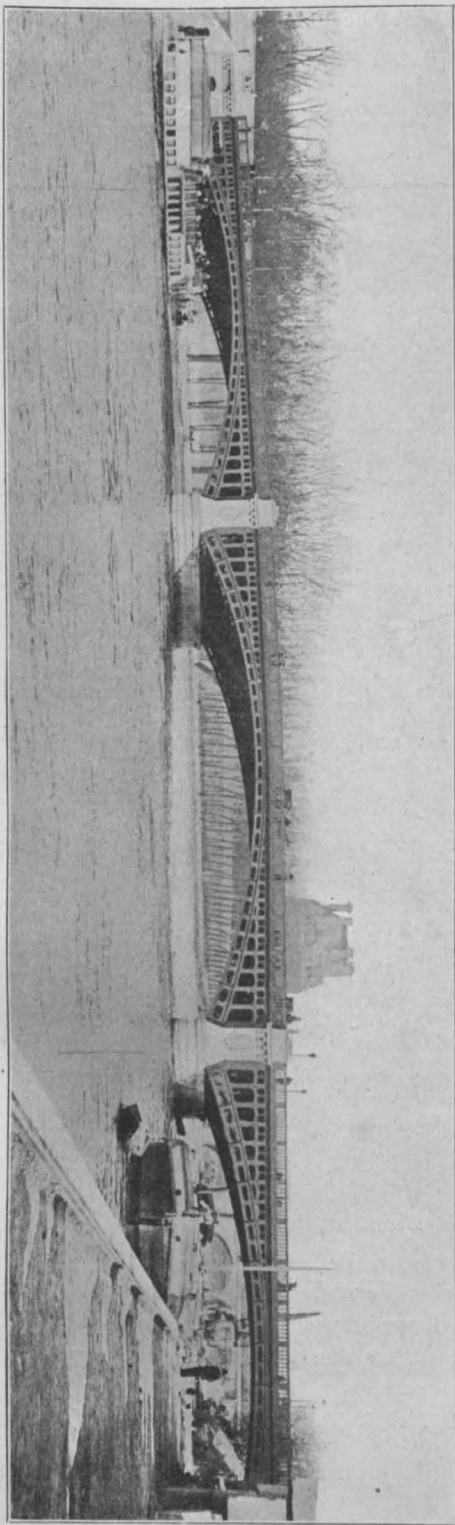


Fig. 379. Kanalbrücke über den Calderfluß bei Stanley in England. 1839.

Die *Aireflußbrücke in Leeds* besitzt oben liegende Bahn. Die andern von den Gebrüdern LEATHER erbauten gußeisernen Bogenbrücken, wie die Monk- und Hunsletbrücken in Leeds und die Kanalbrücke über den Calderfluß (Fig. 379) und die

¹⁶² Transactions of the Inst. of Civil Eng. 1836. Vol. I. Auch MÜLLER, Die Brückenbaukunde. 1860. Bd. IV. 2. Kap. S. 3.

Fig. 380. Solferinobrücke über die Seine in Paris. 1859.



Paddington-Kanalbrücke (Fig. 377) sind im Grunde genommen Nachahmungen der alten von TELFORD gebauten Severnbrücke bei Buildwas (Fig. 303, S. 276). Die Eigenart der Leatherbrücken besteht darin, daß deren Fahrbahn mitten im Bogen liegt, also teils durch den Bogen gestützt wird. Die erste derartige Bogenbrücke von LEATHER mit mitten liegender Bahn scheint die 1827 gebaute Monkbrücke in Leeds gewesen zu sein¹⁶³, deren Stützweite 34 m betragen hat, bei 11 m Fahrbahnbreite.

Besonders zu erwähnen bleibt die von LEATHER herrührende in Fig. 377 dargestellte Brücke über den Paddington-Kanal von 21,4 m Stützweite und 11 m Fahrbahnbreite. Sie führt über die (in einem Tunnel unter dem Kanale durchgehende) Birmingham-Bristol-Themse-Verbindungsbahn und ist vom Unternehmer CUBITT für 154 000 Mark hergestellt worden.

Bemerkenswert ist auch die von den Gebrüdern LEATHER erbaute Kanalbrücke über den Calderfluß bei Stanley (Fig. 378 u. 379). An ihren beiden Hauptträgern (von 47,2 m Weite) ist die aus Gußeisen hergestellte (2,75 m tiefe und 7,31 m breite) Kanalarinne mit Hilfe von 57 mm starken, runden Tragstangen aufgehängt, zum Teil ist diese auch gestützt, und sie gestattet Seeschiffen von 2,13 m Tiefgang, bei 122 t Gehalt die Durchfahrt. Auf jeder Kanalseite ist ein 1 m breiter Leinpfad unter dem Bogen mit durchgeführt. Die Kanalwände sind 19 mm stark.

¹⁶³ The Engineeringworks of Leeds, Engineer. 1882. II. S. 3.

Die besondern Ausführungsbedingungen für den Bau der *Trentbrücke bei Handsacre* vgl. man in der angegebenen Quelle ¹⁶⁴.

70. Übersicht der Straßenbrücken in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts.

1. Unter den in der Tabelle 12 aufgeführten Straßenbrücken sind die Brücken der Städte Paris und London (Nummer 4, 6, 8, 16, 18) besonders hervorzuheben. Ebenso sind bemerkenswert die Rochesterbrücke (3), die beiden amerikanischen Bauwerke (4, 9) und die ersten Dreigelenk-Bogenbrücken (10, 13).

Die Reihe der neuern Pariser Seinebrücken eröffnete die *Solferinobrücke* (Fig. 380) im Jahre 1859. Unmittelbar nach ihrer Fertigstellung (1860) kam es zum Bau der St. Louisbrücke ¹⁶⁵ (Fig. 381), die an Stelle einer baufällig gewordenen

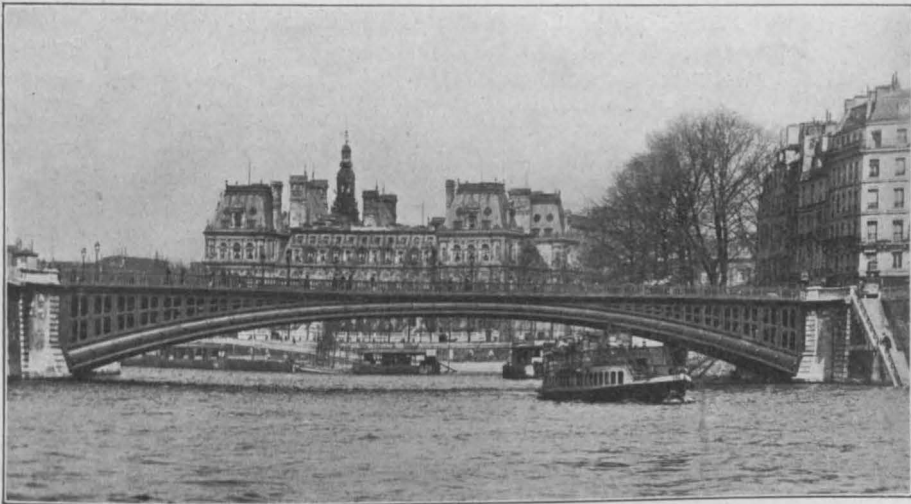


Fig. 381. St. Louisbrücke über die Seine in Paris. 1860—1862.

Kabelbrücke, der Passerelle de la Cité (92), trat. Beide Seinebrücken haben ziemlich gleiche Bauart, dabei aber, was die Ausbildung ihrer *Fahrbahntafel* anlangt, eine Neuerung übernommen, die schon bei den gußeisernen Bogenbrücken der Eisenbahn Paris-Lyon (1846) zur Anwendung gekommen ist. Das ist die Herstellung der Fahrbahndecke mit Hilfe von zwischen die Bogenträger gespannten *Ziegelsteinkappen*. Die Fig. 381—385 veranschaulichen diese Anordnung bei der St. Louis- und der Sullybrücke.

Die Stirnbogen der St. Louisbrücke zeigen im Querschnitt eine Vollwand, die nach außen dekorativ gekrümmt ist, abweichend von den Bogen der Solferino- und der Sullybrücke, von denen jene durchbrochene Bogen zeigt, während bei dieser vollwandige, profilierte Bogen angeordnet worden sind (Fig. 381 und 384).

¹⁶⁴ SIMMS, Public Works of Great Britain. High Bridge over the River Trent, Staffordshire. II. S. 23.

¹⁶⁵ ROMANY, Notice sur le pont de Saint-Louis. Annales des ponts. 1863. I. S. 280.

Tabelle 12. Bemerkenswerte Straßenbrücken mit
in der zweiten Hälfte

1 Nr.	2 Zeit des Baues	3 Name und Lage der Brücke	4 Entwurfverfasser Baugesellschaft Ausführendes Werk	5 Bogenöffnungen		
				Zahl	Weite m	Pfeil m
1	1842—1850	Nikolausbrücke über die Newa in Petersburg	KERBEDZ	8	32,6-47,2	2,9—4,4
2	1848—1851	Viktoriabrücke über die Themse bei Windsor	PAGE	1	36,6	6,00
3	1850—1856	Medwaybrücke bei Rochester	CUBITT	3	1—51,85 2—42,70	5,19 4,26
4	1854—1865	Neue Westminsterbrücke über die Themse in London	PAGE	7	2—29,0 2—31,6 2—35,0 1—36,5	4,86 5,35 5,90 6,10
5	1858	Rock-Creekbrücke bei Washington, Amerika (Georgetown Creek)	MEIGS	1	61,0	6,10
6	1858—1859	Solferinobrücke über die Seine in Paris	ROMANY, LAGA, CISSERIE, MARTIN	9	40,0	3,55 4,02 3,55
7	1860—1862	St. Louisbrücke über die Seine in Paris	SAVARIN, ROMANY, MARTIN	1	64,0	5,85
8	1861—1866	Schuylkillbrücke der Chesnutstreet in Philadelphia, Amerika	KNEAS	2	48,0	6,10
9	1864	El-Kantarabrücke über den Rummel in Constantine	MARTIN	1	56,0	7,00
10	1866	Radetzkybrücke in Laibach	HERMANN Fürst Auersperg-Eisenwerk in Hof	1	30,0	2,20
11	1867	Brücke über den Oued-el-Hammam in Algier	MARTIN	1	50,0	4,50
12	1863	Mytonbrücke über den Swale in Yorkshire	PAGE	1	30,5	3,20
13	1868—1870	Allierbrücke in Vichy	RAVIER RADOULT DE LAFOSSE	6	37,0	3,73
14	1869	Stiegerbrücke über den Wienfluß in Wien	HERMANN	1	30,3	—
15	1869	Trentbrücke in Nottingham	TARBOTTON ANDREW HANDYSIDE & Co.	3	30,5	3,30
16	1872—1873	Seinebrücken in Surèsnes bei Paris	MARTIN	1	44,0 52,0	3,69 4,75
17	1874—1876	Sullybrücken über die Seine in Paris	BROSSELIN & VAUDREY JORET & Co.	3	46,0 49,6 42,3	4,88 5,66 5,45
18	1886	Batterseabrücke über die Themse, London	JOSEPH BAZALGETTE	5	2—34,5 2—42,5 1—49,5	2,60 4,00 5,50
19	1888—1890	Albertbrücke über den Luganfluß in Belfast, Irland	BRETLAND ANDERW HANDYSIDE & Co.	3	28,0	—

Öffnungen von nicht weniger als 30 m Weite
des 19. Jahrhunderts.

6 Bogenträger		7 Fahrbahn		8 Eisengewicht		9 Kosten		10 Bemerkungen zu einzelnen Spalten der Tabelle
Zahl	Abstand m	Breite m	Länge m	Gesamt t	für den Fahrbahn- Grundriß t/m ²	Gesamt M	für den Fahrbahn- Grundriß M/m ²	
13	1,5—1,7	14,0	325,0	—	—	9 464 000	2 100	1. Fig. 391. Mit einer Drehöffnung von 22 m Weite.
5	2,13	8,8	39,2	1460	4,20	189 000	550	2. Fig. 400. Allg. Bauz. 1854. In 2,5 km Entfernung die gleiche Albertbrücke.
8	1,80	12,2	152,0	2540	1,40	—	—	3. Fig. 401. HUMBER.
15	1,60 2,35 2,12	12,8	258,0	3900	1,20	1 012 200	300	4. Fig. 403. HUMBER.
2	5,18	7,8	67,0	700	1,30	—	—	5. Annales des ponts. 1863. Engineering. I. 1867.
9	2,50	20,0	150,0	1131	2,25	872 000	291	6. Fig. 380.
9	2,00	16,0	65,5	735	0,70	550 000	700	7. Fig. 381. Annal. d. ponts. 1863. I.
6	2,65 2,40	12,8	220,0	—	—	126 000	450	8. Engineering. I. 1868.
5	2,05 3,95	10,0	60,0	415	0,70	—	—	9. Fig. 387. Anfangs nur für Fußgänger, später (1869) für Wagenverkehr verstärkt.
3	4,25	5,7	32,0	36	0,20	—	—	10. —
2	4,73	6,0	55,0	152	—	72 000	230	11. —
3	2,15	5,3	60,0	—	—	—	—	12. HANN & HOSKING.
2	4,60	6,6	210,0	671	0,46	530 000	350	13. —
4	—	14,0	35,0	—	—	78 000	160	14. —
8	1,75	11,6	110,0	—	—	620 000	470	15. Engineer. 1869. I. S. 65.
4	3,55	11,0	150,0	—	—	456 000	280	16. Fig. 389.
11	2,00	20,0	147,0	1600	0,55	950 000	315	17. Fig. 384.
			43,0	451	0,52	510 000	305	
7	0,90 1,75	8,2	240,0	—	—	—	—	18. Fig. 399.
11	—	18,0	84,0	870	—	—	—	19. Fig. 392.

Die 1854 begonnenen Arbeiten am Bau der neuen *Westminsterbrücke* in London (Fig. 403 unter 72) wurden erst im Jahre 1865 beendet, weil sie im Jahre 1856 wegen Bankerotts des Unternehmers lange Zeit unterbrochen werden mußten¹⁶⁶. Die Beschreibung des fertigen Baues gibt ausführlich HUMBER¹⁶⁷. Danach erscheint

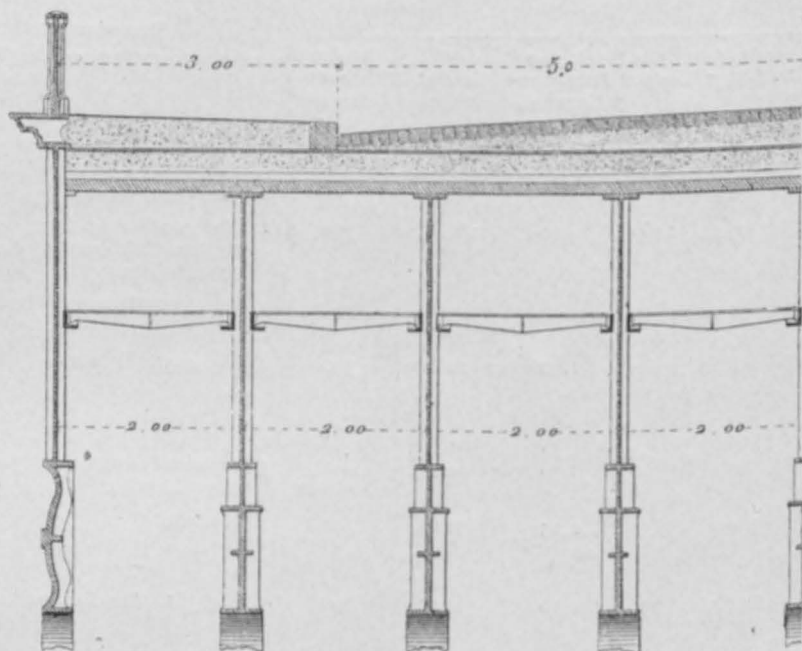


Fig. 382. Querschnitt durch die St. Louisbrücke.

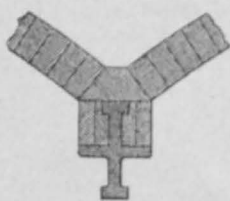


Fig. 383. St. Louisbrücke.
Ansätze der Kappengewölbe
der Fahrbahntafel.

die Anordnung der 15 Hauptträger nicht ganz einwandfrei, insofern als der mittlere Teil jedes Bogens auf eine große Länge aus *Schweißeisen* gebildet ist, während die auf die Kämpferfugen der Pfeiler gestützten Bogenteile gegossen sind. Man hat dabei offenbar ganz übersehen, wie nachteilig die ungleichen Elastizitätseigenschaften von Gußeisen und Schweißeisen, wenn diese wie im vorliegenden Falle zu einem Ganzen verbunden sind, für den Bestand des Baues werden können. Der Längsbeweglichkeit der Fahrbahn hat man größere Beachtung geschenkt, indem man zwischen den Stoßfugen jedes Längsträgers einer Öffnung eine Kautschukschicht einlegte. Für die Fahrbahntafel verwendete PAGE, wie er es 1857 schon bei der Chelseakettenbrücke (86) getan hatte, schmiedeeiserne *Buckelbleche* (14).

Die *Rochesterbrücke* (Fig. 400 unter 72) ist an Stelle einer mehr als 400 Jahre alten Brücke erbaut worden, die steinerne Pfeiler und Holzüberbauten besaß. Sie

¹⁶⁶ LOHSE, Notizen über einige neuere Brücken in England. Zeitschr. f. Bauw. 1857. S. 222.

¹⁶⁷ HUMBER, A complete treatise on cast and wrought iron bridge construction. 3. Aufl. 1870. S. 169.

ist hauptsächlich dadurch bemerkenswert, daß bei ihrer Gründung zum ersten Male das Verfahren von POTT angewendet wurde, bei welchem bekanntlich gußeiserne Röhren, mit Hilfe von verdünnter Luft, versenkt werden. Das Verfahren kam später noch öfter zur Anwendung, z. B. bei den von BRUNEL gebauten ältern Balkenbrücken über den Wye bei Chepstow und über den Saltash bei Plymouth (§ 10).

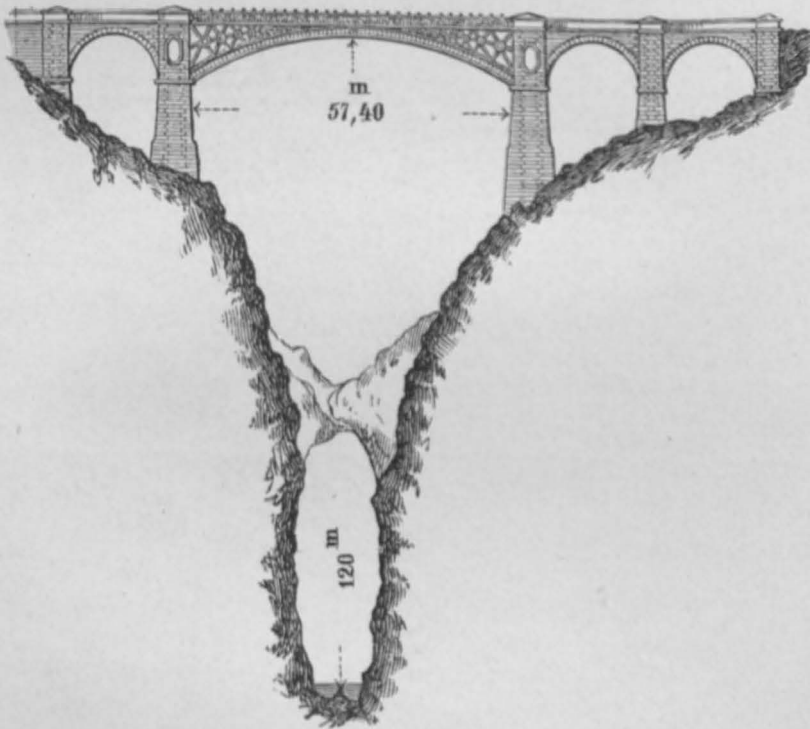


Fig. 384. Ansicht.

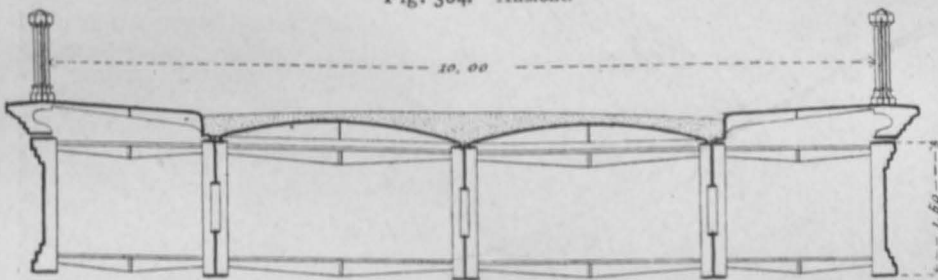


Fig. 385. Querschnitt.

Fig. 384—385. Ansicht und Querschnitt der El-Kantarabrücke über den Rummel in Constantine. 1864.

Die Brücke über den *Rockcreek* oder *Georgetown Creek* ist eine *Röhrenbrücke*, deren beide Hauptträger je eine 38 mm starke Gußeisenröhre von 1,22 m innern Durchmesser bilden, die aus 17 mit Muffen versehenen Teilstücken zusammengesetzt ist. Diese Röhren leiten das Wasser des *Potomacflusses* von Washington nach

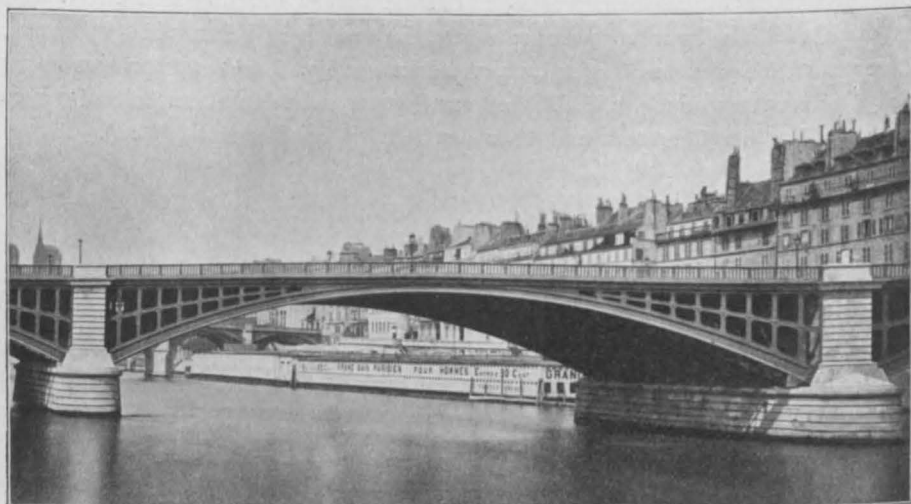


Fig. 386. Sullybrücke über die Seine in Paris. 1876.

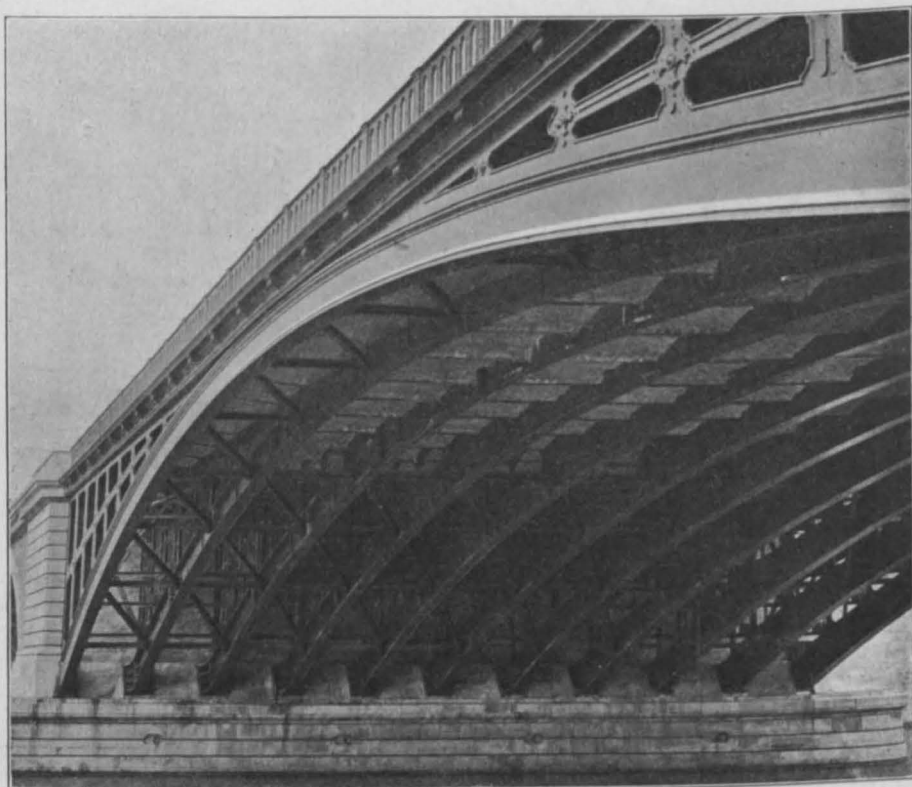


Fig. 387. Eine Bogenöffnung der Sullybrücke in Paris.



Fig. 388.

Alsenbrücke über den Humboldthafen in Berlin. 1858—1865.



Fig. 389.

Überführung der Holborn- über die Farringdonstraße in London. 1869.
Mehrtens Brückenbau, I.

Georgetown. Ein mit Wasser gefülltes Rohr wiegt 160 t. Außer der Wasserleitung stützt die Brücke noch eine Straße.

Die *Chesnutstreetbrücke über den Schuylkill* ist unter den Eisenbrücken in Philadelphia die weitestgespannte (48 m). Ihr Bau dauerte fünf Jahre, weil er durch die Wirren des amerikanischen Bürgerkrieges unterbrochen wurde.

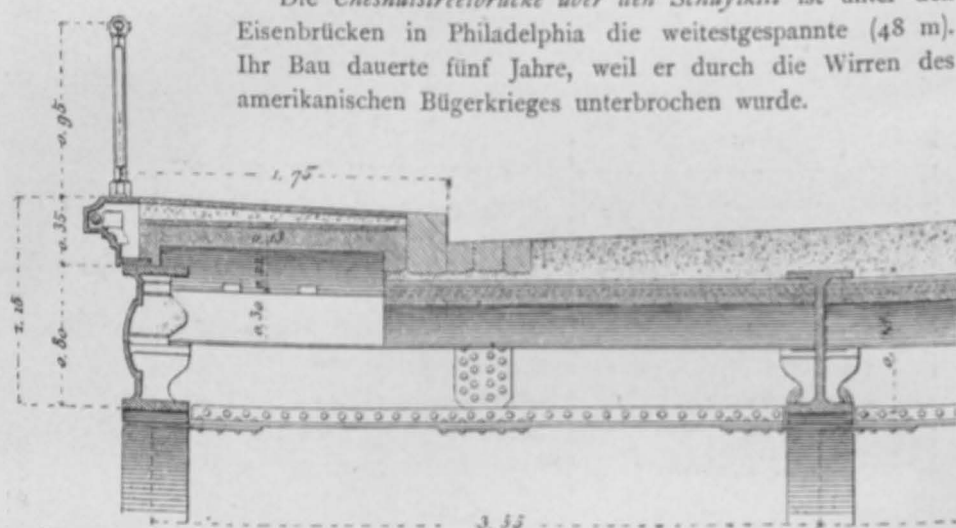


Fig. 390. Querschnitt der Seinebrücke in Surènes bei Paris. 1873.

Unter den älteren gußeisernen Bogenbrücken von weniger als 30 m Weite der Öffnungen ist die *Alsenbrücke* in Berlin (Fig. 388) hervorzuheben, die drei Öffnungen von je 16,5 m Weite, mit 1:10 Pfeil besaß und aus den Jahren 1858—1865 stammte. Ihre Fahrbahn von 50 m Länge und 13,8 m Breite wurde von 12 (im Querschnitt plattenförmigen, durchbrochenen) Hauptträgern, in Abständen von 1,25 m gestützt. Jeder Hauptträger bestand aus zwei Teilen,

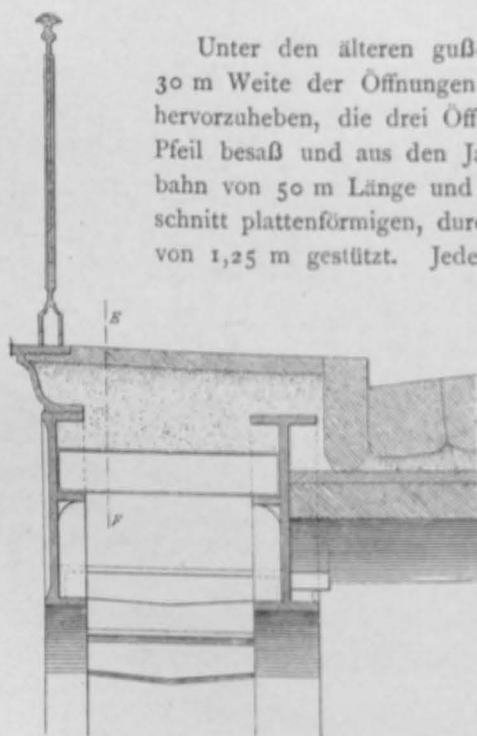


Fig. 391.

Querschnitt von französischen Wegeüberführungen bei Eisenbahnen.

die im Bogenscheitel miteinander verschraubt und in den Widerlagern eingespannt waren. Diese Anordnung hat sich sehr schlecht bewährt. Zahlreiche Brüche der Träger traten ein, so daß die Brücke schließlich dem Fahrverkehr entzogen und 1898—1899 durch eine flußeiserne Bogenbrücke von 50 m Weite ersetzt wurde¹⁶⁸.

Hervorragende Bauwerke sind die beiden von MARTIN, dem Direktor der Eisenhütte von Forchambault erbauten algerischen Brücken (Nummer 7 und 11). Beide sind nach ziemlich gleichen Grundsätzen entworfen. Die

¹⁶⁸ Die Brücken der Stadt Berlin. 1902.

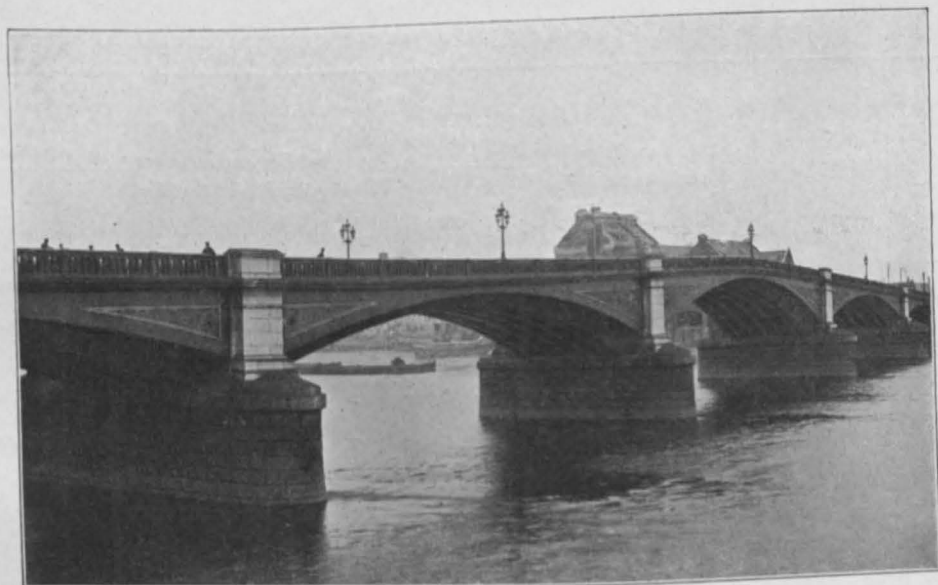


Fig. 392. Batterseabrücke über die Themse in London. 1886.

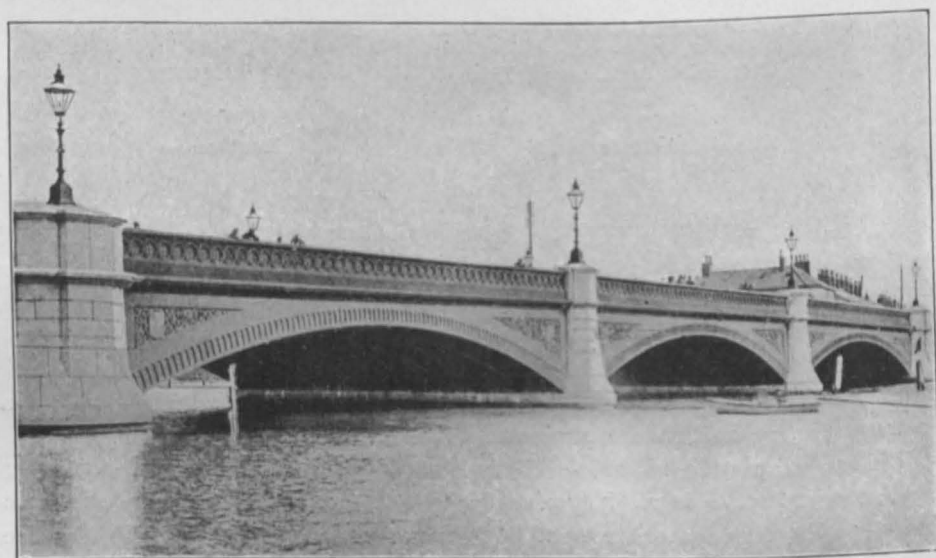


Fig. 393. Albertbrücke über den Laganfluß in Belfast, Irland. 1888—1890.

Fig. 384—385 veranschaulichen Ansicht und Querschnitt der Alkantarabrücke, deren Aufstellung mit Hilfe von Hängegerüsten Beachtung verdient¹⁶⁹.

Die Brücke über den Oued-el Hamman in der Straße Algier-Oran hat eine

¹⁶⁹ RENANDOT, Note sur les épreuves d'une arche en fonte à deux arcs de 50 m d'ouverture. Annales des ponts et chauss. 1868. II. S. 582.

Tabelle 13. Bemerkenswerte Eisenbahnbrücken mit

1 Nr.	2 Zeit der Betriebs- eröffnung	3 Name und Lage der Brücke	4 Eisenbahnlinie		5 Entwurfverfasser Ausführendes Werk	6 Bogen- öffnungen		
			Name	Gleis- zahl		Zahl	Weite m	Pfeil m
1	1846	Brücke über den Kanal von St. Denis	Nordbahn	2	Bauart POLONCEAU Fourchambault	1	31,22	3,45
2	1846	Métabrücke bei Lyon	Paris-Lyon	2	—	3	40,00	5,00
3	1846	Brücke auf dem Bahnhofe Charenton	Paris-Lyon	2	—	2	35,00	4,00
4	1848	Brücke de la Mulatière in Lyon	St. Étienne- Perache	2	Bauart POLONCEAU	4	40,14	4,50
5	1849	Eisenbahn- und Straßen- brücke über den Tynefluß in Newcastle	—	3	R. STEPHENSON	6	38,10	5,33
6	1849	Loirebrücke bei Nevers	Du Centre	2	BOUCAUMONT	7	42,00	4,55
7	1852	Rhônebrücke in Tarascon	Paris-Nîmes	2	TALABOT	7	60,00	5,00
8	1861	Rhônebrücke de la Voulte	Privas	2	Fourchambault	5	55,60	5,15
9	1863	Varbrücke bei Nizza	—	2	—	3	50,00	4,50
10	1861—1864	Viktoria- u. Albert Eduard- Brücken über den Severn	Severntal- Eisenbahn	2	FOWLER	1	60,90	6,10
11	1864	Chiffabrücke in Algerien	Algier-Oran	1	ALBARET	1	47,15	4,70

gußeiserne Fahrbahntafel erhalten, deren Wölbbbleche untereinander und mit den sie tragenden 30 cm hohen Walzeisenträgern verbolzt sind¹⁷⁰.

Die im Jahre 1869 vollendete *Holbornbrücke* in London (Fig. 389), die über die Farringdonstraße führt, hat seinerzeit — obwohl ihre Öffnungen nur klein sind — viel Aufmerksamkeit erregt. Sie zeichnet sich durch ihre gefällige äußere Erscheinung besonders aus. Über die mit ihrem Bau verbundenen bedeutenden Tiefbauarbeiten, die in den Jahren 1863—1869 unter der Oberleitung von HAYWOOD zur Ausführung kamen, ist in der angegebenen Quelle nachzulesen¹⁷¹.

Die *jüngsten gußeisernen Bogenbrücken* (Nummer 18 und 19) sind englischer Herkunft. Sie liefern den Beweis dafür, wie zähe die englischen Ingenieure selbst in der Neuzeit noch an dem Gebrauch von Gußeisen festhalten, obwohl dies Metall

¹⁷⁰ Annales des ponts. 1868. II. S. 582.

¹⁷¹ Anmerk. 173. MAW & DREDGE. S. 77.

gußeisernen Bogenträgern von mehr als 30 m Weite.

7 Bogenträger		8 Fahrbahn		9 Eisengewicht		10 Kosten		11 Bemerkungen und Literaturangaben
Zahl	Abstand m	Breite m	Länge m	Gesamt t	für den Fahrbahn- grundriß t/m ²	Gesamt M	für den Fahrbahn- grundriß M/m ²	
4	1,30 bis 2,10	—	—	246	1,70	—	—	1. Fig. 324. Ann. des ponts. 1844. II.
7	1,34	—	—	2500	2,20	—	—	2. MORANDIÈRE.
7	1,34	—	—	1400	2,20	—	—	3. MORANDIÈRE.
9	1,20 bis 1,70	—	—	2400	1,10	—	—	4. Ann. des ponts. 1854. I.
4	1,88 6,20	10,67	407,69	5000	1,14	—	—	5. Fig. 394. Bogen mit Zugbändern. MORANDIÈRE. Allgem. Bauz. 1852.
7	1,31	7,90	385,00	5600	1,80	1 249 000	410	6. Ann. des ponts. 1854. II.
2 6	1,35 1,25	11,00	591,00	—	—	—	—	7. Fig. 395. Ann. des ponts. 1854. I.
2 2	1,70 2,60	6,00	320,00	1303	0,70	844 000	440	8. Fig. 396. MORANDIÈRE.
4	2,25	8,00	177,50	602	0,45	—	—	9. Fig. 397. MORANDIÈRE.
4	2,60	8,40	97,50	348	—	114 942	—	10. Engineering. 1864. S. 327. 1866. S. 367.
2	4,30	4,50	48,50	—	—	—	—	11. Annales des ponts. 1870. II.

in allen andern Ländern Europas, soweit sie nicht von England aus mit Brücken versorgt werden, als veraltet gilt, weil einheitlich aus schmiedbarem Eisen hergestellte Brücken die gußeisernen an Sicherheit und bequemer Herstellungsart übertreffen. Während das Äußere der Batterseabücke über die Themse in London (Fig. 392) nicht besonders ansprechend geraten ist, zeigt die (vom Ingenieur BRETLAND erbaute) Albertbrücke in Belfast, deren Grundstein durch den Herzog von Clarence, den ältesten Sohn des Königs Eduard, gelegt worden ist, eine wirkungsvolle äußere Erscheinung (Fig. 393).

71. Übersicht der Eisenbahnbrücken des 19. Jahrhunderts.

1. Die erste gußeiserne Eisenbahn-Bogenbrücke scheint die schiefe Brücke der Nordbahn über den Kanal von St. Denis (Fig. 324, S. 290) gewesen zu sein (1845 bis 1846). Genaueres darüber habe ich auch durch das französische Ministerium der öffentlichen Arbeiten nicht erfahren können.

Gleichzeitig entstanden die *ersten deutschen Bogenbrücken der Badischen Eisenbahnen* (1843—1845), von denen die Kinzigbrücke bei Offenburg am 1. August 1851 bei Hochwasser einstürzte¹⁷². In Deutschland haben die gußeisernen Bogenbrücken im Eisenbahnbau keine bedeutende Rolle gespielt. Ihre Weiten waren nur klein (bis etwa 30 m), weil man Balkenbrücken vorzog. In Deutschland liegen heute keine gußeisernen Brücken mehr im Eisenbahnbetriebe, wohl aber in andern Ländern, namentlich in Frankreich. Auch in England und Amerika hat man das Gußeisen viel länger beibehalten als in Deutschland. Darüber ist auch unter § 10 zu vergleichen.



Fig. 394. Eisenbahnhochbrücke über den Tynefluß in Newcastle. 1849.

2. Unter den in der Tabelle 13 aufgeführten Brücken sind die Tynebrücke in Newcastle, die Viktoria- und Albert Eduard-Brücken und die Rhônebrücke in Tarascon hervorzuheben.

Die Hochbrücke (*High Level Bridge*) über den Tynefluß in Newcastle (Fig. 394) besitzt in allen ihren sechs Öffnungen Bogenträger, deren Bogenschub durch einen unteren Kettengurt aufgehoben wird. Das ist eine Bauart, die viel früher schon (1831—1843) beim Bau der ungarischen Brücken über die Flüsse Csuka, Cserna und Temes (68) angewendet worden ist. STEPHENSON hielt sie für notwendig, weil die Tynebrücke zwischen dem hohen Ufer von Newcastle und der Vorstadt Gateshead sowohl eine Straßen- als auch eine Eisenbahnverbindung herzustellen hatte und sehr hohe Pfeiler erhalten mußte. CULMAN⁸³ sagt von der Brücke, sie sei »fehlerhaft im Entwurfe« aber »meisterhaft in der Ausführung«. Als hauptsächlichsten Fehler bezeichnet er das Fortlassen jeder *Strebenverbindung*

¹⁷² BECKER, Brücke über die Kinzig bei Offenburg und ihre Zerstörung durch das Hochwasser vom 1. August 1851. Allgemeine Bauzeitung. 1852. S. 2.

zwischen den gußeisernen Säulen, die in Abständen von etwa 3 m die beiden Fahrbahnen des Überbaues miteinander verbinden. Die Ausführung sei meisterhaft, weil England mehr als alle andern Länder Überfluß von geschickten Handarbeitern habe, daneben unerschöpfliche Geldmittel und wohlfeile Baustoffe. Das ersetze den englischen Ingenieuren ihren Mangel an theoretischer Bildung.

Die Öffnungen der *Viktoria-* und der *Albert Eduard-*Brücke über das Severntal¹⁷³ sind (mit 61 m) etwas weiter als diejenigen der (etwa zehn Jahre früher gebauten) *Rhônebrücke in Tarascon*. Die Severnbrücken sind daher die *weitestgespannten gußeisernen Eisenbahn-Bogenbrücken der Welt*. Ihre Bauart bietet nichts besonders bemerkenswertes.

72. Rückblicke.

1. Die im vorigen enthaltenen Beschreibungen, Abbildungen und tabellarischen Übersichten geben ein ziemlich vollständiges Bild über die Entwicklung der gußeisernen Brücken. Unter 69 wurde diese Entwicklung noch einmal im ganzen überschaut und ihre Anfänge, ihr Höhepunkt und ihr Niedergang zeitlich festgelegt. An dieser Stelle erübrigt nur noch die Betrachtung der Entwicklung der wichtigen *baulichen Einzelheiten*, unter Würdigung der Verdienste, die dabei hervorragende Ingenieure verschiedener Länder sich erworben haben. Es werden danach hauptsächlich bauliche Einzelheiten der *Hauptträger, Fahrbahnen und Quer-*

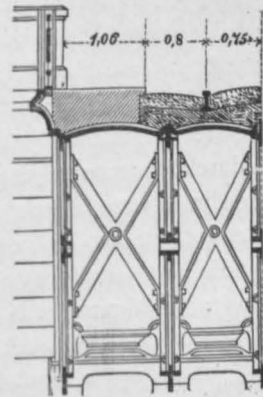


Fig. 395. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Rhône in Tarraseon. 1852. Stützweite 60 m.

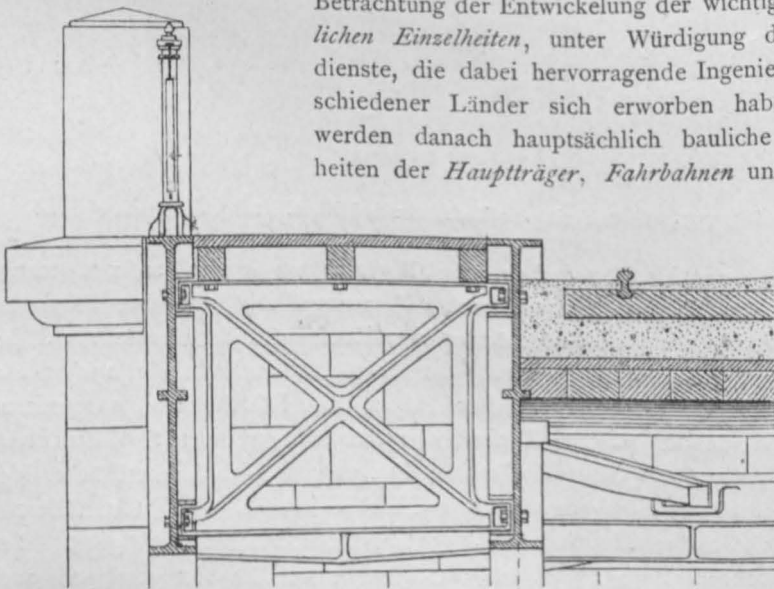


Fig. 396. Querschnitt der Rhônebrücke de la Voulte. 1861. Stützweite 55,6 m.

verbände, sowie auch die Gesamtanordnung dieser Teile unter sich zu beachten sein.

¹⁷³ MAW & DREDGE, Modern examples of road and railway bridges. 1872. S. 5.

Als Vorbild der ersten gußeisernen Bögen haben naturgemäß die Steinbögen gedient. Man sollte meinen, daß man deshalb zu Anfang versucht haben müßte, den tragenden Bogen, wie beim Stein, aus lauter einzelnen, Fuge auf Fuge aneinander schließenden *Wölbstücken* zu bilden. Das ist aber nicht gleich, sondern erst später geschehen. Die Erbauer der Brücke von Coalbrookdale und ihre zahlreichen Nachahmer bildeten die *Hauptträger* (von denen immer mehrere nebeneinander lotrecht aufgestellt waren) aus *Bogenrippen* rechteckigen Querschnittes, die durch bogenrecht gestellte Steifen miteinander verbunden wurden. Der Bogenquerschnitt war danach nicht vollwandig, sondern er setzte sich aus einzelnen, getrennt voneinander liegenden Rechtecken zusammen. Über den Bogenträgern war die aus einzelnen ebenen Gußeisenplatten gefügte *Fahrbahntafel* befestigt. Anfangs goß man jede Bogenrippe nur aus zwei Stücken, deren Enden im Scheitel zusammenstießen und an den Widerlagern auf Gußeisenplatten gestützt waren. Bei der Brücke von Coalbrookdale wurden die Rippen parallel zueinander geführt, bei der Striegauer Brücke (Fig. 299) bildeten sie (zweckmäßiger) ein Büschel, das im Schlußstein gehalten wurde.



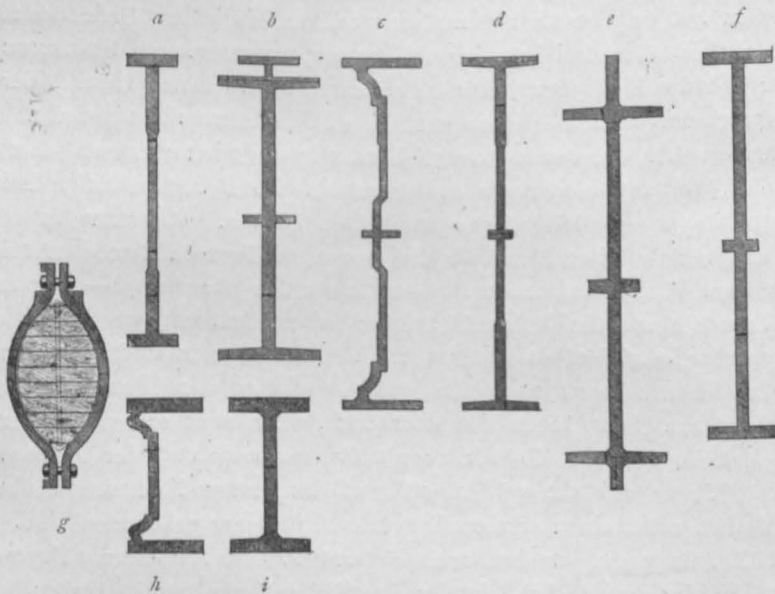
Fig. 397. Querschnitt der Varbrücke bei Nizza. 1863. Stützweite 50 m.

Die *Querverbände* zwischen den Bogenträgern waren anfangs mangelhaft. Meistens brachte man nur wagerechte Querriegel an (Striegauer Brücke), selten wurden dazu auch Dreiecksverbände oder Kreuzverbände eingeschaltet. Bei der Brücke von Coalbrookdale waren vier *Schrägstreben* (n in Fig. 290) vorhanden. Für die *Zwickelausfüllung* zwischen Bogen und Fahrbahntafel verwendete man anfangs aneinander gereihte *Kreisringe*, später trat an deren Stelle entweder *einfaches Ständerwerk* (Withamflußbrücke, Fig. 319; Weidendammerbrücke, Fig. 324) oder *mehrteiliges Strebenwerk* (Craig-Ellachie-Brücke, Fig. 368; Galtonbrücke, Fig. 369; Southwarkbrücke, Fig. 332; Nikolausbrücke, Fig. 399). Bei der Chepstowbrücke (Fig. 373) füllen die Büschel der Bogenträgerrippen auch die Zwickel mit aus.

Mit der Herstellung der *Bogenträger aus hohlen Wölbstücken*, die durch in Nuten liegende Flachbänder, später durch Schrauben verbunden wurden (Wear-, Staines-, Austerlitz-Brücke), hat man keine guten Erfahrungen gemacht. Nur in Petersburg, wo im ersten Viertel des 19. Jahrhunderts eine größere Zahl derart

gebildeter Bogenträger von Straßenbrücken entstanden sind, haben diese sich länger gehalten (62), wahrscheinlich weil man dort (nach einem von JOHN NASH in London 1797 genommenen Patente) die Verbindung der Wölbstücke durch Flanschen und Bolzen bewirkt hat. Man vergleiche den Wortlaut des Patentes von NASH unter 62.

An Stelle der nicht vollwandigen Bogenquerschnitte traten bald die *Röhren-* und vollwandigen *profilierten* Querschnitte (Fig. 398). Daneben kamen aber in einzelnen Fällen sehr früh schon vollkommen *gegliederte* Bogenträger vor, wie die-



a, c, d, e, f Eisenbahnbrücken. — *b, g, h, i* Straßenbrücken.

a Nevers 1849; *c, d* Var 1863; *e* Tarascon 1852; *f* Voulte 1861. *b* St. Louis 1861;
g Caroussel 1834; *h, i* Sully 1876.

Fig. 398. Übersicht der Entwicklung von Bogenquerschnitten französischer Straßen- und Eisenbahn-Bogenbrücken. 1849—1876.

jenigen der von TELFORD gebauten Craig-Ellachie- und Galtonbrücke (Fig. 368 und 369). Sehr bemerkenswert sind auch zwei aus den Jahren 1811—1813 stammende französische Bogenbrücken¹⁷⁴, von denen die eine — eine schiefe Brücke von 16,8 m Weite — gußeiserne Bogen erhalten sollte, die *vollwandige*, aus drei dicht übereinander verschraubten Lagen (von 13 cm Höhe und 8 cm Breite) gebildete Bogenquerschnitte zeigt und deren Bogenzwinkel mit *schmiedeisernen Andreaskreuzen* ausgefüllt gedacht waren. Um dabei haltbare Knotenverbindungen in den Kreuzen und ihren Bogenanschlüssen zu erhalten, mußte jeder Schmiede-

¹⁷⁴ Recueil de 239 dessins ou feuilles de textes relatifs à l'art de l'ingénieur. Extraits de la seconde collection terminée en 1825 et lithographiée à l'école royale des ponts et chaussées. 1827. Blatt 56—59.

eisenstab an beiden Enden mit besonders geformten, angeschmiedeten Lappen versehen werden. Die zweite Bogenbrücke hatte 80 m Weite, bei 6,6 m Pfeil, und sollte in Paris zwischen dem Invalidenkai und dem Cours la Reine über die Seine führen. Ihre Bogenträger waren durch Einlagen von lauter Andreaskreuzen gegliedert. Diese beiden Entwürfe von Bogenbrücken rühren wahrscheinlich von dem Ingenieur BRUYÈRE her, der schon im Jahre 1808 eine ganz aus Schmiedeeisen hergestellte Bogenbrücke von 12 m Weite baute, die als Fußgängersteg über den Crou bei St. Denis diente (§ 10).

2. Die ersten Anregungen zur Anwendung von zylindrischen Röhrenstücken für den Bau von gußeisernen Bogenträgern reichen bis in das Ende des 18. Jahrhunderts zurück. Die drei Ingenieure GAUTHEY, REICHENBACH, WIEBEKING haben jeder für sich die Ehre dieser Erfindung beansprucht. Eines vierten, der ebenfalls Anspruch darauf hätte erheben können, wird meistens nicht gedacht. Das ist JOHN NASH aus London, dessen vom 7. Februar 1797 datiertes Patent (unter 62) im wesentlichen Wortlaute wiedergegeben worden ist. NASH berücksichtigt darin auch die Herstellung von Gußeisenbogen aus hohlen Röhren. GAUTHEY hat 1805 die Verwendung von Gußeisenröhren für drei Bogen der Pont de l'Archevêché in Lyon vorgeschlagen. WIEBEKING, dessen »Wasserbau« in den Jahren 1798—1807 erschien, hat die Entwürfe von drei Röhrenbogenbrücken veröffentlicht, worüber in der angegebenen Quelle näheres zu sehen ist¹⁷⁵. REICHENBACH endlich (66 und 67) faßte seine Ideen schon 1792 in England, obwohl er seine Entwürfe erst 1811 veröffentlicht hat. Seine Ideen sind aber doch, wenn auch erst viel später (1824 bis 1829), beim Bau der Ockerbrücke in Braunschweig und der Hammerstrombrücke bei Peitz verwirklicht worden, während GAUTHEY und WIEBEKING über ihre, zum Teil auch nicht einwandfreien Entwürfe nicht hinausgekommen sind. Somit darf wohl REICHENBACH, von dem auch die erste Theorie der eisernen Bogenbrücken herrührt, als der eigentliche Schöpfer der Röhrenbogenbrücken gelten. Seinen Höhepunkt erreichte der Bau dieser Brücken erst unter POLONCEAU, dessen Leistungen (unter 63) in Wort und Bild ausführlich dargelegt worden sind. Eine besondere Beachtung verdienen auch die ungarischen Brücken bei Lugos, Mehadia und Karansebes (1831—1843), weil diese die ersten Bogenbrücken waren, bei denen die Bogenkraft durch Einlegen von Zugbändern in Gestalt von Kettengurten aufgehoben worden ist (68). Wie es scheint, ist der eigentliche Urheber dieser Brücken der Mechaniker JOSEPH SCHMIDBAUER aus München. Denn dieser hat im Jahre 1829, zu Szemerred in Ungarn, eine Schrift veröffentlicht¹⁷⁶, worin eine völlige Anleitung für den Entwurf und Bau von Bogenbrücken mit Kettenzugband gegeben wird.

Obwohl in Ringquerschnitten das auf Druck beanspruchte Eisen theoretisch am vorteilhaftesten ausgenutzt wird, so haben — abgesehen von Frankreich — die Röhrenbogenbrücken keine ausgedehntere Verwendung gefunden. Es ist das

¹⁷⁵ MÜLLER, Die Brückenbaukunde. 1853. Bd. IV. S. 59.

¹⁷⁶ Neueste mit schweren Lasten zu befahrende eiserne Hohlzylinder-Bogenkettenbrücke als vorteilhaftester und sicherster Ersatz der Seguinschen Hänge-, Ketten- und anderer Brücken. Leipzig 1829 bei Anton Peters.

eine eigentümliche Erscheinung, deren Ursachen durchaus nicht in den Festigkeitseigenschaften des Gußeisens zu suchen sind. Denn bis auf den heutigen Tag haben auch *geschlossene aus Schweißeisen oder Flußeisen gebildete Ringquerschnitte* im Brückenbau nur sehr wenig Verbreitung gefunden. Man darf, gestützt auf langjährige Erfahrungen, wohl sagen, daß die *geschlossenen* Ringquerschnitte, namentlich wenn ihr Durchmesser zu klein ist, um in ihrem Innern irgendwelche Besichtigungen oder Arbeiten vorzunehmen, große Unbequemlichkeiten gegenüber den *offenen* Querschnitten bieten. Denn offene Querschnitte sind sowohl mit Hilfe von Nieten oder Schrauben leichter zusammenzufügen, als auch bequemer und sicherer zu unterhalten und zu erneuern, als die geschlossenen Röhren. Deshalb gehören im gesamten Eisenbrückenbau Röhrengurte heute zu den Seltenheiten.



Fig. 399. Nikolausbrücke über die Newa in St. Petersburg. 1850.

3. Wie schon gesagt, fiel die *Blütezeit* des Baues gußeiserner Bogenbrücken in das dritte Viertel des 19. Jahrhunderts. Im *Straßenbau* beginnt sie etwa 1850 bis 1856 mit der Fertigstellung der *Nikolausbrücke* über die Newa in Petersburg (Fig. 399), der *Viktoriabrücke* über die Themse bei Windsor und der *Medwaybrücke* bei Rochester (Fig. 400 und 401). Ihren Höhepunkt bilden die Bauten in London und Paris: Westminster-, Solferino-, St. Louis-, Battersea-, Suresnes- und Sullybrücken (1854—1876). In dieser Zeit hielten sich die übrigen Länder, namentlich Deutschland und Österreich, im Bau gußeiserner Brücken bereits zurück, denn während die Tabelle 12 sieben englische und sieben französische Brücken auführt, erscheinen darin *keine* deutschen und nur zwei österreichische. Was der Bau gußeiserner Straßenbogenbrücken im einzelnen für Fortschritte gezeitigt hat, wurde bereits in den Erläuterungen zur Tabelle 12 kurz dargelegt. Die Fortschritte erstreckten sich besonders auf die Einführung einfacher vollwandiger *Bogenträgerquerschnitte* (Fig. 398); Herstellung widerstandsfähiger *Fahrbahn tafeln* aus besonders geformten (nicht plattenförmigen) Gußstücken (Fig. 388 und 394) oder aus zwischen I-Trägern gespannten Ziegelkappen (Fig. 380 und 381); Ver-

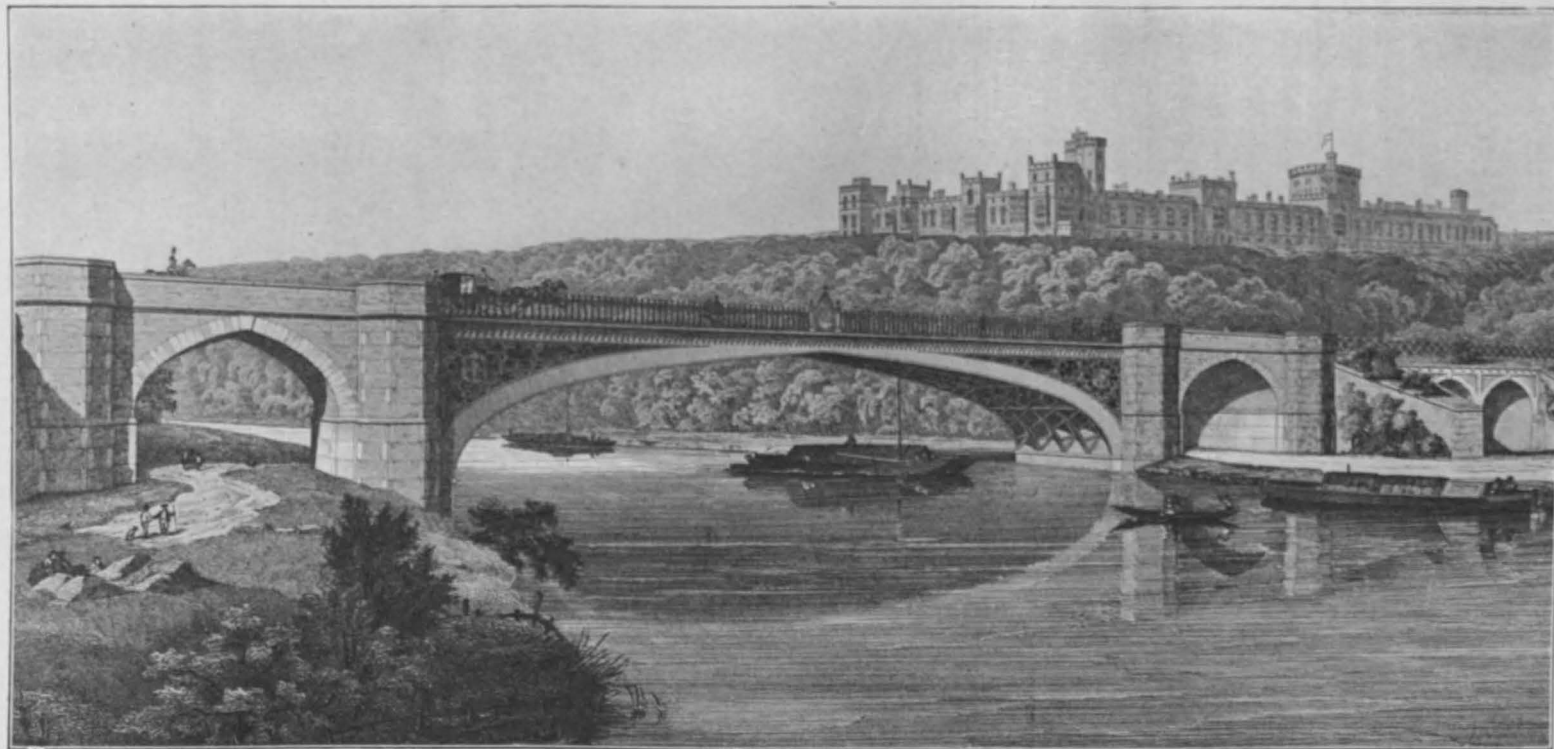


Fig. 400. Viktoriabrücke über die Themse bei Windsor. Page 1851.

besserung der *Querverbände* unter Verwendung von steifen schmiedeisenen Windverbänden an Stelle der ältern Gußeisenverbände u. dgl. m. Für *Eisenbahnen* haben die gußeisernen Bogenbrücken hauptsächlich nur in Frankreich große Verbreitung gefunden. Von den in der Tabelle 13 aufgeführten Brücken über 30 m Bogenweite sind neun französischen und zwei englischen Ursprungs. Die deutschen Eisenbahn-Bogenbrücken hatten geringere Weiten, die nicht über 30 m gekommen sind. Die größte Weite, mit 61 m, besitzen die Viktoria- und Albert Eduardbrücken. Danach kommt die Tarasconbrücke mit 60 m und die Voultebrücke mit 55,6 m. 40 m und darüber haben sieben französische Brücken und eine englische.



Fig. 401. Brücke über den Medway bei Rochester. 1856.

Es ist daher zu verstehen, warum auch noch heute, wo das Gußeisen im Brückenbau durch das schmiedbare Eisen fast ganz verdrängt ist, in Frankreich noch viele der alten gußeisernen Bogenbrücken im Eisenbahnbetriebe beibehalten werden, während in Deutschland solche bereits seit längerer Zeit ausgewechselt worden sind. Nach den vom Bundesrat erlassenen »Normen für Konstruktion und Ausrüstung der Eisenbahnen Deutschlands«, vom 12. Juni 1878, waren dort Gußeisenbrücken schon nicht mehr zulässig. Als aber infolge des Einsturzes einer englischen Eisenbahnbrücke im Jahre 1891 das Reichs-Eisenbahnamt eine Untersuchung aller Eisenbahnbrücken anordnete, fanden sich immer noch 63 Gußeisenbrücken darunter¹⁷⁷. Diese sind inzwischen auch ausgewechselt worden.

¹⁷⁷ Eine Untersuchung der Eisenbahnbrücken Deutschlands. Deutsche Bauz. 1892. S. 559.

4. Am Schlusse unseres Rückblickes soll die bislang noch nicht erörterte Frage der *Einlegung von Gelenken in Bogenträgern* berührt werden. Theoretisch ist diese Frage in meiner »Statik« (St. I. 14, 59; St. II. § 4 u. 5, § 7 u. 8; St. III. § 7) bereits behandelt worden. Hier handelt es sich nur noch darum, geschichtlich festzustellen, bei welcher Gelegenheit die Idee zur Einlegung von Gelenken zuerst ausgesprochen wurde und bei welchen gußeisernen Brücken Gelenke tatsächlich zuerst eingelegt worden sind.

Als TELFORD (1801) den Plan einer gußeisernen Bogenbrücke über die Themse in London mit einer einzigen Öffnung von 183 m Weite verfolgte (Fig. 239, S. 217), kam es in dem Ausschusse zur Beurteilung des Entwurfes, in welchem die berühmtesten Ingenieure und Vertreter der technischen Wissenschaften des damaligen Englands saßen, unter anderem auch zu einer Aussprache über die damals noch nicht allgemein bekannte Wirkung der Bogenkraft. Bei dieser Gelegenheit machte

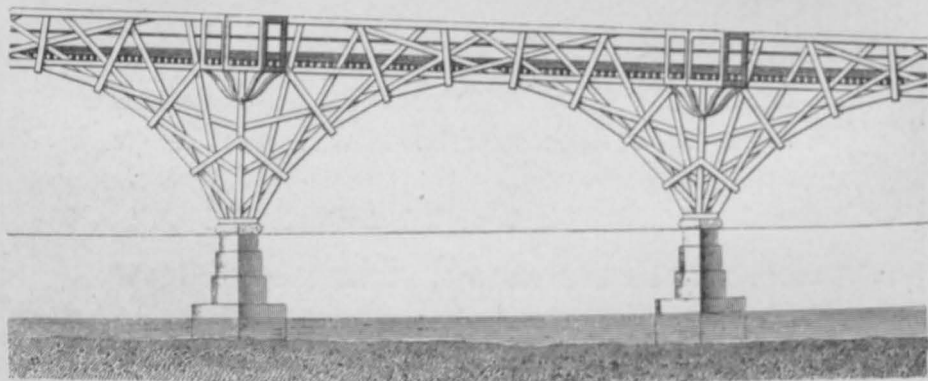


Fig. 402. Entwurf der Westminsterbrücke in London vom Jahre 1738.

Professor ROBESON aus Edinburgh, ein Lehrer und Berater TELFORDS, den Vorschlag, im Scheitel des Bogens eine Trennung in Aussicht zu nehmen, damit dort, bei Belastung des Bogens, eine *gewisse gegenseitige Beweglichkeit* der beiden Bogenschenkel eintreten könne. Dabei sollten die beiden Berührungsflächen im Bogenscheitel zylindrisch gestaltet werden, wodurch es ermöglicht werden könnte, den Angriffspunkt der Bogenkraft dort innerhalb kleiner Grenzen festzulegen. Diese Idee ROBESONS bedeutete nichts anderes, als einen Vorschlag zur *Einlegung eines Scheiteltgelenkes*. Eines der Mitglieder des Ausschusses, Dr. MASKELYNE, sprach dagegen, indem er behauptete, ein eiserner Bogen sei überhaupt so steif, daß er auf seine Widerlagerstützen nur *lotrechte* Drücke ausübe.

Erst mehr als 50 Jahre später (1858) kamen zum ersten Male Gelenke bei eisernen Bogenbrücken zur Ausführung. Das waren aber *Kämpfergelenke* in den *schmiedeeisernen* Bogen einer Brücke bei St. Denis in der Eisenbahn Paris-Creil, deren Bau unter der Leitung der Ingenieure COUCHE und SALLÉ stand (§ 10). Ihre Bogen hatten etwa 45 m Weite, bei etwa 4,7 m Pfeil. Ein Scheiteltgelenk in einer Bogenbrücke kam erst viel später zur Ausführung, durch den österreichischen

Ingenieur HERRMANN in Wien, der 1864 eine kleine *Blechbogenbrücke* über die Wien damit versah. Darauf folgte 1865 der Bau der *Unterspreibrücke* in Berlin, die neben zwei Kämpfergelenken ebenfalls ein Scheitelgelenk erhielt. Die ersten *gußeisernen Dreigelenk-Bogenbrücken* baute HERRMANN in den Jahren 1866 und 1869. Das waren die in der Tabelle 12 aufgeführten beiden Brücken: die Radetzkybrücke in Laibach und die Stiegerbrücke über den Wienfluß in Wien.



Fig. 403. Neue Westminsterbrücke über die Themse in London. Page 1854.

Der bedeutendste Fürsprecher für das Einlegen von Gelenken in Hängebogen-trägern ist von jeher KÖPCKE gewesen. Seine erste Abhandlung darüber stammt aus dem Jahre 1860¹⁷⁸. 1868 hielt er über diesen Gegenstand einen Vortrag auf der 15. Versammlung deutscher Architekten und Ingenieure in Hamburg. Die heutigen Ansichten über den Wert und Unwert der Gelenke in eisernen Brücken werden im § 11 wiedergegeben. Für gußeiserne Brücken sind sie inzwischen gegenstandslos geworden.

¹⁷⁸ KÖPCKE, Über die Konstruktion einer steifen Hängebrücke. Zeitschr. des Arch. u. Ing.-Ver. Hannover. 1860.



Fig. 404. Kettenbrücke über die Menaistraße bei Bangor. 1819—1826.

§ 8. Die Kettenbrücken des 19. Jahrhunderts.

73. Die Hammersmithbrücke über die Themse bei London (1824 bis 1827).

1. Wie die Hängebrücken, im besondern auch die Kettenbrücken, sich von ihren Anfängen im 18. Jahrhundert bis etwa zur Mitte des zweiten Jahrzehntes im 19. Jahrhundert entwickelt haben, wurde im § 7 dargestellt. Die Darstellungen reichten bis zur Vollendung der Menakettenbrücke (Fig. 404) im Jahre 1826 (56 und 57). Ehe aber dies großartige Werk TELFORDS soweit gediehen war, begann bei Hammersmith, etwa 10 km oberhalb von London, der Bau einer Kettenbrücke, die nachweislich in vielen Einzelheiten den ersten festländischen europäischen Bauten gleicher Art zum Vorbilde gedient hat. Entwurf und Ausführung der Brücke lagen in den Händen des Ingenieurs W. TIERNEY CLARK. Herstellung und Aufstellung der Ketten nebst Zubehör geschah durch SAMUEL BROWN (55). Nach DREWRY⁸⁶ wurden die Ketten aus gehämmertem Eisen gefertigt, das aus dünnen, flachen Rohschienen unter dem Hammer geschweißt und darauf auf die erforderliche Länge gestreckt worden war. Nach GERSTNER¹⁷⁹ wurden die geschweißten und gewalzten Rohschienenpakete (§ 2) durch nochmaliges Schweißen und Walzen verbessert und aus den so erhaltenen Barren erst die Ketten unter dem Hammer geschmiedet. Die Bolzenlöcher wurden nicht durch Schweißen der Augen, sondern durch *Ausbohren im vollen Eisen* hergestellt, wobei man immer die drei oder sechs Glieder eines Stranges aufeinander-

¹⁷⁹ V. GERSTNER, Handbuch der Mechanik. 3. Teil. Prag. 1831—1834.

legte und so zugleich durchbohrte. Die Zerreißproben der Kettenglieder ergaben eine Festigkeit von $1,5 \text{ t/cm}^2$.

Der Bau begann im Sommer 1824 und wurde im Oktober 1827 vollendet. Die Stützweite der Mittelloffnung mißt 125,5 m, die Weiten der beiden Seitenöffnungen sind ungleich und ungefähr halb so weit gespannt. Das Pfeilverhältnis beträgt etwa $\frac{1}{14}$. Die allgemeine Anordnung des Kettenzuges (Fig. 405 u. 406) weicht von den bisher beschriebenen in zwei Punkten wesentlich ab:

a) Die Rückhaltketten dienen hier, wie die Tragketten der Mittelloffnung, zum Tragen der Fahrbahn. Während bei der Menaibrücke zu diesem Zwecke massive Bogenstellungen aufgebaut sind, stehen bei den noch ältern (sowie auch manchen spätern) Kettenbrücken die Tragpfeiler an den Ufern, so daß eine einzige Öffnung vorhanden ist.

b) Die Rückhaltketten treten schon in den Seitenöffnungen, ehe sie ihre Widerlager erreichen, unter die Fahrbahn (Fig. 406). Die Fahrbahn liegt also in den Seitenöffnungen nicht unten, sondern mitten. Deshalb werden die oberhalb der Ketten liegenden Fahrbahnteile auf jene durch gußeisernen Säulen abgestützt.

Nach der (etwa 7 m messenden) Breite der Brücke gesehen, sind acht Tragketten vorhanden, von denen jede doppelsträngig ist. Über den beiden äußern Fußwegkanten liegen je zwei *schmale* Stränge — jeder aus drei Reihen von Kettengliedern bestehend — *untereinander*. Dagegen hängt die Straßenfahrbahn an zwei *breiten* Strängen, von denen jeder sechs Reihen Kettenglieder umfaßt. Die *Hauptglieder* jedes der acht Stränge sind zwischen den Bolzenmitten etwa 2,7 m lang, bei 127 mm Breite und 25 mm Stärke, die *Kuppelglieder* haben eine Länge von 37 cm, bei 203 mm Breite und 25 mm Stärke. Ihre Verbindung erfolgt durch 67 mm starke Zylinderbolzen. Danach beträgt die Gesamtquerschnittsfläche der Tragketten $36 \times 12,7 \text{ cm}^2 = 457 \text{ cm}^2$.

2. In den Mittelpfeilern sind für den Kettendurchgang entsprechende Öffnungen ausgespart. Darin liegen die *Rollenlager*, durch welche bei Verkehrs- oder Temperaturbelastungen der Ketten und ihrer dadurch verursachten Formänderungen eine Beweglichkeit der Stützpunkte gewahrt wird. Die gußeisernen Rollen haben 28 cm Durchmesser und 76 mm dicke, durchgesteckte, geschmiedete Zapfen. Entsprechend den beiden *übereinander* angeordneten Strängen wurden zwei Reihen von Rollen aufgestellt (Fig. 407). Deren Zapfenmittel liegen in je einem Kreisbogen, nach welchem auch die zu stützenden Kettenglieder gekrümmt sind. Die Rollenzapfen drehen sich in metallenen Lagerbüchsen, die in starken, gußeisernen, mit den Tragpfeilern verankerten *Sätteln* ruhen.

Auf den beiden Mittelpfeilern schließen die Kettenrichtungen der anstoßenden Öffnungen mit den Stützpunkt-Lotrechten den gleichen Winkel ein. Die Enden der Rückhaltketten führen — für jeden Strang getrennt — durch Kanäle von $61 \times 91 \text{ cm}$ Weite bis auf die Hinterwände der Widerlager, wo mit Rippen versehene gußeiserne Wurzelplatten verankert liegen, an denen die Kettenglieder durch $10 \times 15 \text{ cm}$ starke Bolzen elliptischen Querschnittes befestigt sind.

Die 25 mm dicken *Tragstangen* (quadratischen Querschnittes) liegen in der Brückenansicht in Abständen von etwa 1,5 m. Nach der Breite der Brücke

greifen in jedem der acht Doppelstränge je vier Tragstangen an. Das geschieht mit Hilfe gelenkartig angeschlossener kurzer Zwischenstäbe und durch deren Ver-

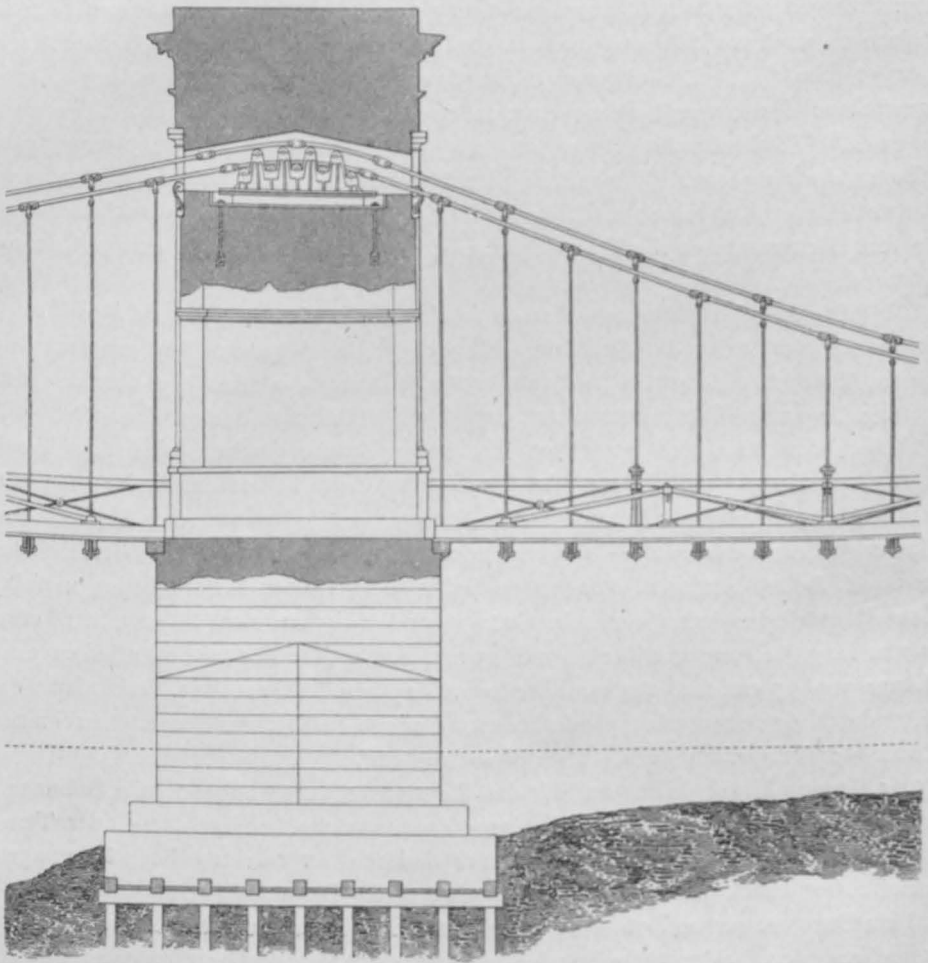


Fig. 405. Mittelpfeiler der alten Hammersmithbrücke über die Themse bei London.
1824—1827.

bolzen mit den Kuppelgliedern. An ihrem untern Ende sind die Tragstangen mit Splintlöchern versehen. Darin liegen lange Splinte, auf denen kleine gußeiserne Platten ruhen, die als Stützpunkte für die hölzernen Querbalken der *Brückenbahn* dienen (Fig. 408). Von diesen Balken liegen immer zwei dicht nebeneinander, dazwischen die Tragstangen. Um den Abstand der Querbalken dauernd zu sichern und um zugleich die darüber angeordnete Brückenbahn in ihrer Ebene steif zu erhalten, ist zwischen den Balken ein *Kreuzverband* angeordnet, der aus kurzen Holzstreben besteht, die in gußeisernen (mit den Balken verschraubten) Schuhen verzapft sind.

Die durchgehenden Längsverbindungen des Bahngerippes bestehen aus den starken Brückengeländern und den beiden zur Trennung der Straßenfahrbahn von den Fußwegen dienenden *Längsbalken*. Um diese gleichzeitig zum Versteifen der Bahn in lotrechtem Sinne auszunützen, hat man sie nicht allein fest mit den Querbalken verbolzt, sondern auch ihre Tragfähigkeit in besonderer Weise verstärkt. Das ist mit Hilfe eines *Hängewerkes* geschehen, das aus 64 cm hohen gußeisernen Säulen — in Abständen von 7,5 m — und dazwischen eingespannten Holzstreben besteht. Diese Streben fassen oben in die Säulen, unten in Schuhe der Längsbalken. Sie werden durch Bolzen angespannt, die im Innern der Säulen liegen und mit den Längsbalken verbunden sind.

Der *Fußwegbelag* besteht aus drei Lagen: Unten liegen 9 cm starke, der Länge nach auf die Querbalken genagelte Bohlen, darüber mit Teer und Pech getränkte

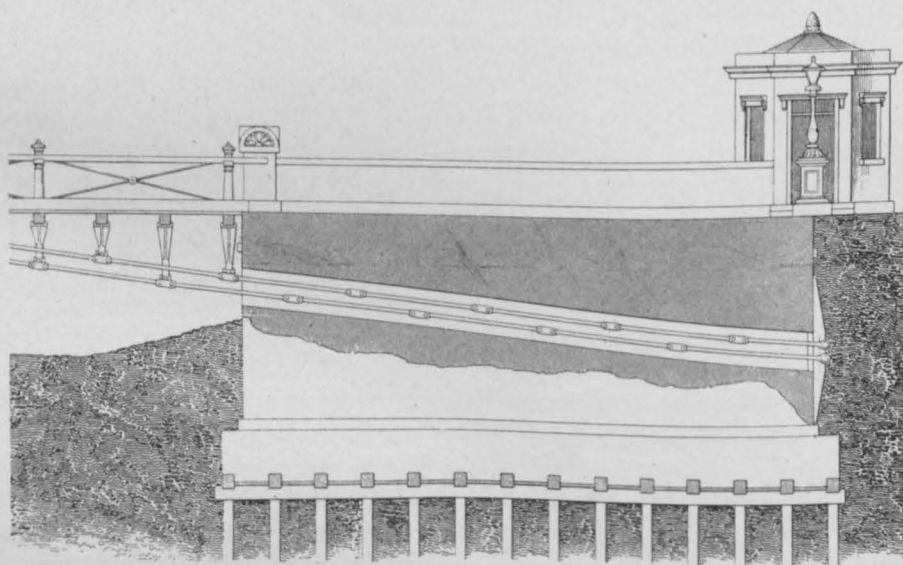


Fig. 406. Endpfeiler der Hammersmithbrücke (Fig. 405).

Patent-Filzlagen und obenauf kommt nochmals eine 9 cm starke Bohlenlage, die aber *quer* gelegt und genagelt ist. Gleiche Anordnung zeigt auch die *Fahrbahndecke*, doch liegen ihre obern Bohlen nur in Abständen von etwa 30 cm. In den dadurch entstehenden Zwischenräumen ist *Holzklötzpflaster* eingebracht, das um etwa 12—25 mm über die Bohlen vorsteht. Die noch verbleibenden Vertiefungen wurden durch eine Mischung von Granitstückchen, Teer, Pech und Kalk mit Zement ausgefüllt.

3. Die *Eisenteile* der Brücke wurden zweimal mit weißer Ölfarbe gestrichen. Über die Herstellung und die Festigkeit der Ketten wurde bereits das Nötige gesagt. Das *Eisengewicht* der Brücke betrug (nach GERSTNER) 472 Tonnen. Seine Gesamtkosten haben sich auf etwa 927600 Mark belaufen, wobei die Tonne der fertig aufgestellten Schmiedeisen-Bauteile etwa 330 Mark kostete. Nach MALBERG

beliefen sich die *Gesamtkosten* der Brücke, einschließlich der Anfahrten, Verzinsung der Bausumme während der Bauzeit auf 1740000 Mark. Das gäbe für 1 qm Grundrißfläche der Fahrbahn (bei 9,1 m Breite) rund 850 Mark, » 1 m Brückenlänge (für 223 m Länge) 7800 » .

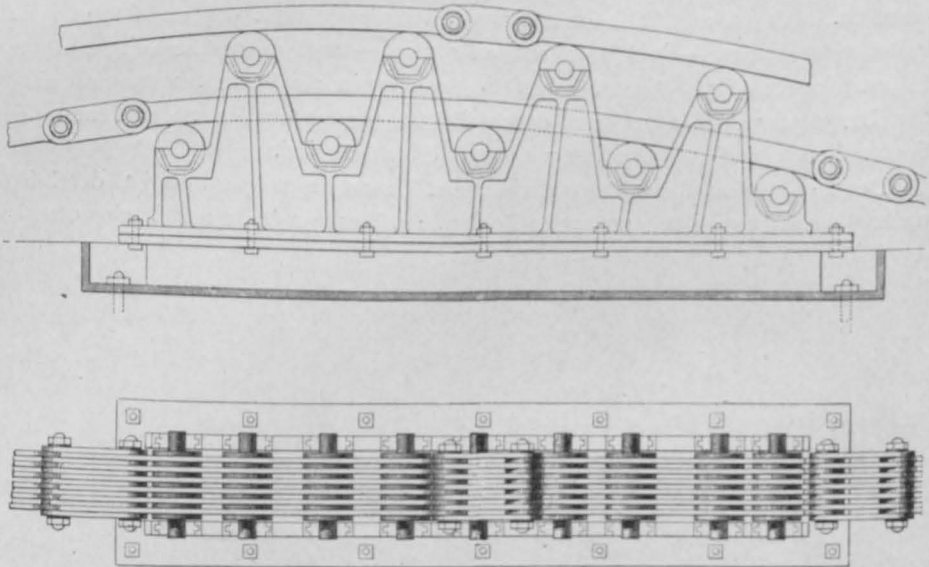


Fig. 407. Lagerung der Ketten auf dem Mittelpfeiler der Hammersmithbrücke.

An einem *Modell in großem Maßstabe*, das CLARK vor dem Beginne des Baues anfertigte, hatte er richtig erkannt, wie notwendig es sei, die durch *Windkräfte verursachten Wellenbewegungen der Fahrbahn* unschädlich zu machen. Er wählte

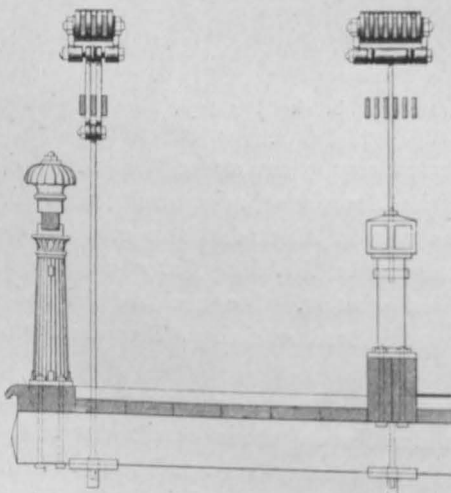


Fig. 408. Querschnitt durch Ketten und Fahrbahn der Hammersmithbrücke.

dazu als geeignete Mittel: Den beschriebenen Kreuzverband und Verstärkungen in lotrechter Ebene durch stark gebaute Geländer und besonders verstärkte durchgehende Längsträger. Seine Anordnungen haben sich im Laufe der Zeit gut bewährt und wurden auf dem Festlande Europas nachgeahmt. CLARK beobachtete auch die Durchbiegung der Ketten und die dadurch verursachte Verschiebung der Mittelpfeiler-Stützpunkte der Rollenlager: Wenn Wagen im scharfen Trabe über die Brücke fuhren, war die Senkung im schlimmsten Falle 2,5 cm. Bei sehr heftigen Winden, bedeutenden Belastungen oder größern Luftwärme-

schwankungen stieg die Senkung in der Mittelloffnung nicht über etwa 13 cm. Dabei verschoben sich die Stützpunkte der Ketten auf den Mittelpfeilern um etwa 2,5 cm.

Man vergleiche hierzu auch die in Tabelle 14, S. 366, gegebenen *Abmessungen*, *Gewichte* und *Spannungen* der bedeutendsten ältern Hängebrücken. In den Jahren 1886—1889 wurde die Hammersmithbrücke nach einem Entwurfe von BAZALGETTE von den Unternehmern VERNON und EWEN umgebaut und bedeutend



Fig. 409. Die neue Hammersmithbrücke, seit 1889.

verstärkt, wobei nicht weniger als 640 t Flußmetall für Ketten und Hängestangen verwendet wurden. Außerdem verbrauchte man noch 750 t Schweißeisen und 264 t Gußeisen. Die Gesamtkosten des Umbaues beliefen sich auf 1 500 000 Mark. Dabei erhielten die Ketten eine andere Lage. Auch wurden eiserne *Versteifungsträger* in der Fahrbahn eingezogen. Die neue Brücke veranschaulichen die Fig. 409 bis 411.

74. Die Kettenbrücke über den South-Esk-Fluß bei Montrose in Schottland (1823—1840).

1. Der South-Esk-Fluß, der bei Montrose in die Nordsee mündet, ist ein breiter, tiefer und sehr reißender Strom. Im Jahre 1823 wurde die über ihn

führende, 1792 gebaute hölzerne Brücke mit mehreren Jochöffnungen infolge der Wirkungen von Ebbe und Flut derart baufällig, daß an ihren Ersatz gedacht werden mußte. Der Baumeister GEORGE BUCHANAN, Lehrer der Mechanik an der Kunstschule in Edinburgh¹⁸⁰, veröffentlichte darauf einen geschichtlich sehr bemerkenswerten Entwurf für eine großartige Kettenbrücke von 128 m Stützweite und über 18 m Höhe, bei einem Pfeilverhältnis von 1:7. Die Fig. 412 u. 413 geben ein Bild des Entwurfes. BUCHANAN wählte die große Pfeilhöhe der Kette, um die Kettenstabkräfte in den Stützpunkten möglichst klein zu erhalten. Er



Fig. 410. Das Innere der neuen Hammersmithbrücke.

übersah aber dabei den Nachteil der dadurch entstehenden bedeutenden Windflächen, die in Anbetracht der am Brückenorte, nahe der Nordsee, zu erwartenden mächtigen Stürme zu Bedenken Veranlassung geben mußten.

Die Brücke sollte nur zwei *Traggurte* erhalten, von denen jeder im Querschnitt nicht weniger als 36 einzelne (in sechs wagerechten und sechs lotrechten Reihen) parallel nebeneinanderliegende *Kettenglieder* enthielt (Fig. 412), die alle aus 4,5 m langen und 3,8 cm starken Rundeisen hergestellt gedacht wurden. Die Verbindung der Glieder einer Reihe untereinander wollte BUCHANAN durch besondere *Kuppel-*

¹⁸⁰ Edinburgh philosophical Journal. Bd. XI. S. 140 u. 267. Deutsch in den »Verhandl. des Vereins zur Beförderung des Gewerbefleißes in Preußen«. 1826. S. 76.

hülsen bewirken, derart daß die Gliederenden gestauchte *Zylinderköpfe* von 5 cm Durchmesser erhielten, über welche gußeiserne, aus zwei Hälften bestehende Hülsen mit Hilfe von schmiedeisernen Umlegebändern befestigt werden sollten. Die *Fahrbahntafel* war ganz aus Gußeisenplatten hergestellt gedacht, darüber lag die Decke aus Kies oder Metallbrocken. In Abständen von etwa 1,3 m waren *schmiedeiserne* Querträger vorgesehen, deren Köpfe der Brückenlänge nach durch einen starken geschmiedeten Längsrahmen verbunden und nach außen verkleidet werden sollten. Wie die Fig. 413 veranschaulicht, sollte jeder Querträger auch noch durch ein Kettenhängewerk versteift werden.



Fig. 411. Ansicht der Verankerungsschächte der neuen Hammersmithbrücke.

Die *Tragstangen*, zwei für jede Brückenseite im Querschnitt, hingen in Quertträgerabständen (1,3 m) von einander und waren mit dem genannten Längsrahmen verbolzt. Wie die Fig. 412 erkennen läßt, ist zwischen den Tragstangen in der Hauptöffnung und auch zwischen Rückhaltketten und Stützpfählen überall eine große Zahl von wagerechten Eisenstäben eingezogen. Die *Stützpfäiler* wollte BUCHANAN aus Gußeisenplatten mit Hohlräumen herstellen, die durch Mauerwerk ausgefüllt werden sollten. An einem Brückenden war eine *Klappbrücke für den Schiffsdurchlaß* vorgesehen.

Wenn man bedenkt, daß BUCHANANS Entwurf schon aus dem Jahre 1823 stammt, so kann man ihm in manchen Einzelheiten hohe Anerkennung nicht versagen. Nicht einwandfrei erscheint hauptsächlich nur seine Idee der Kettengurt-

Zusammensetzung, aber immer noch nicht so bedenklich wie diejenige TELFORDS bei seinen Vorarbeiten für den Bau der Menaibrücke (56). Auch die Schaffung der großen Windflächen der Hauptträger erscheint unzweckmäßig. Jedoch waren die Einzelheiten der festen Fahrbahntafel, der schmiedeisernen, versteiften Querträger, der kräftig querversteiften Geländer für die damalige Zeit nicht allein *eigenartig, sondern auch neu und wohldurchdacht*. Auch einige Erläuterungen BUCHANANS zu seinem Entwurfe sind bemerkenswert.

2. Nachdem BUCHANAN die von ihm angeordnete Fahrbahn mit den durch die Längsrahmen verbundenen Querträgern, den eisernen Platten, dem Geländer und dem Kies, mit Recht als eine »schwere, breite und in jedem Teile fest verbundene Masse« bezeichnet hat, die selbst beim stärksten Winde keine *Seitenbewegung* machen wird, sagt er wörtlich: »Außer dieser bei hängenden Fahrbahnen stattfindenden Seitenbewegung muß aber auch das lotrechte Schwanken

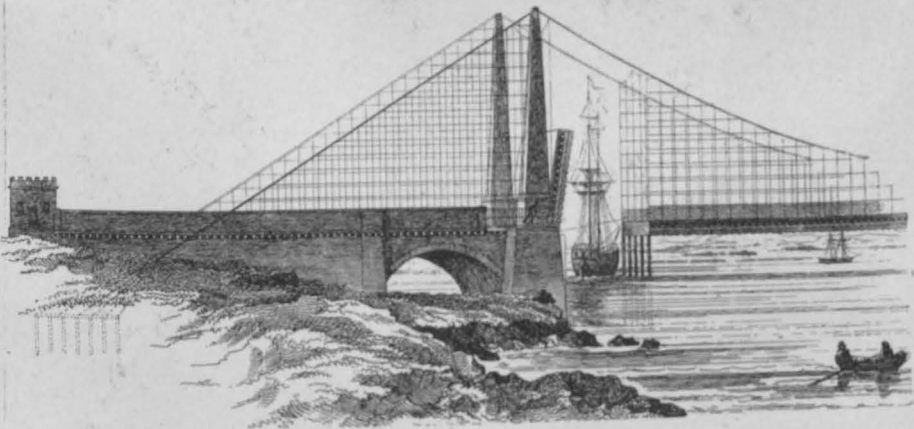


Fig. 412. Ansicht der Brücke von Montrose nach dem Entwurfe von BUCHANAN. 1823.

oder die Wellenbewegung, denen jene unterworfen sind, verhindert werden. Das geschieht bei der in Rede stehenden Brücke, denn:

a) »Es laufen unter der Bahn Schmiedeisenplatten der Länge nach von einem zum andern Brückenende. Lotrechte Ständer stützen die oben liegenden Eisenplatten und geben zugleich der Bahn nach oben und unten jene Steifigkeit, die ihr die wagerechten Platten nach jeder Seite hin verleihen, eine Wirkung, die bedeutend durch die beiden neben den Fußstegen herlaufenden Geländer verstärkt wird.

b) Die Bahn ist sehr fest mit den Ketten, und diese sind ebenfalls untereinander zu einer großen Masse verbunden, derart, daß jede Wagenladung (oder irgend eine andere schwere Last), die auf der Brücke bewegt wird, nicht bloß eine, sondern alle Ketten spannt, wodurch die auf eine größere Masse verteilte Wirkung weniger fühlbar wird; die Bahn hängt an den Hauptketten oder ist mit ihnen durch eine Reihe von Tragstangen verbunden.

c) Schlage ich vor, eine ähnliche Reihe von Stangen bis zu den Stützpfeilern einzuziehen und zwar zwischen denen hindurch, die lotrecht laufen; auf diese

Weise wird der ganze Raum unter den Ketten bis zur Bahn durch eine Art von weitmaschigem Netze ausgefüllt, was — ohne die Aussicht zu hemmen — der Bahn bedeutende Festigkeit und Steifigkeit gibt. Die Ursache davon ist leicht einzusehen. Auch ist dies in dem von mir verfertigten Modelle ausgeführt. Trifft man diese und die andern Vorsichtsmaßregeln, so wird man jedes unangenehme Schwanken der Brücke vermeiden.*

3. *Mit vielen Abänderungen wurde der Entwurf* BUCHANANS (1828—1829) *durch* SAMUEL BROWN *verwirklicht*¹⁸¹. Dabei wurde die Stützweite auf 132 m vergrößert, aber der Pfeil auf 1 : 10,3 ermäßigt. Die beiden Tragurte zu jeder Brückenseite bestanden je aus zwei übereinander hängenden Kettensträngen, von denen jeder vier nebeneinander liegende Hauptglieder, von etwa 3 m Länge, 13 cm Breite und 2,5 cm Dicke, umfaßt. Durch diese sind starke Bolzen mit Hilfe von kurzen Kuppelgliedern in bekannter Weise verbunden. Die runden *Tragstangen* sind 3 cm stark und in ganzer Länge aus einem Stück geschmiedet. Die Tragketten lagern in bekannter Weise auf Rollensätteln und sind gegen Gußeisenplatten der Widerlager verankert.

Im März 1830, als etwa 700 Zuschauer einer Bootwettfahrt auf der Brücke waren, gab eine der Tragketten nach, wobei Viele ins Wasser stürzten und verunglückten. Ursache des Unfalles war das Verbiegen und Zerreißen der langen, gekrümmten Glieder über den Rollensätteln. Als

Telford, der zu Rate gezogen war, 1834 starb, übernahm RENDEL die für gut gehaltenen Verstärkungsarbeiten an der Brücke, die dann in den Jahren 1835 bis 1838 vollendet wurden. Aber schon im Oktober 1838 riß ein neuer Sturm den mittlern Teil der Fahrbahn ganz weg und beschädigte diese im übrigen auch noch mehr oder weniger. Ingenieur PASLEY¹⁸² gab den Tragstangen die Schuld, weil diese auf ihrer ganzen Länge steif, also in ihren Verbindungen mit der Bahn ungelenkig waren. Die Stangen wurden deshalb bei den eintretenden elastischen Formänderungen dicht oberhalb des Bahnbelages durch Verdrehen zerstört, wie dies ähnlich auch schon bei der Menaibrücke geschehen war (57).

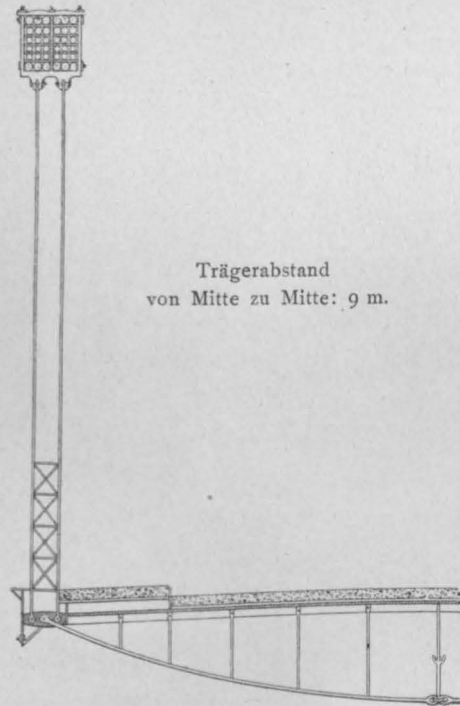


Fig. 413. Querschnitt der Montrosebrücke.

¹⁸¹ Nach einem Bericht von RENDEL. The civil engineers and arch. Journal. 1841. S. 355.

¹⁸² Transactions of the institution of civil engineers. 1840. Bd. III. S. 219.

RENDEL¹⁸³ führte infolgedessen im Sommer 1840 noch folgende Verbesserungen und Verstärkungen aus: Es wurden neue und stärkere *Tragstangen* eingezogen, die dicht über der Bahn gelenkig waren und durch Mutteranziehen unter der Bahn in ihrer Länge nach Bedarf geregelt werden konnten. Alle von BROWN angeordneten gußeisernen *Querträger* wurden durch Holzbalken ersetzt, von denen jeder sechste durch ein Schmiedeisen-Sprengwerk verstärkt wurde. Über und unter diesen Balken wurden auf jeder Bahnseite zwei Längshölzer verbolzt, die etwa alle 3 m mit

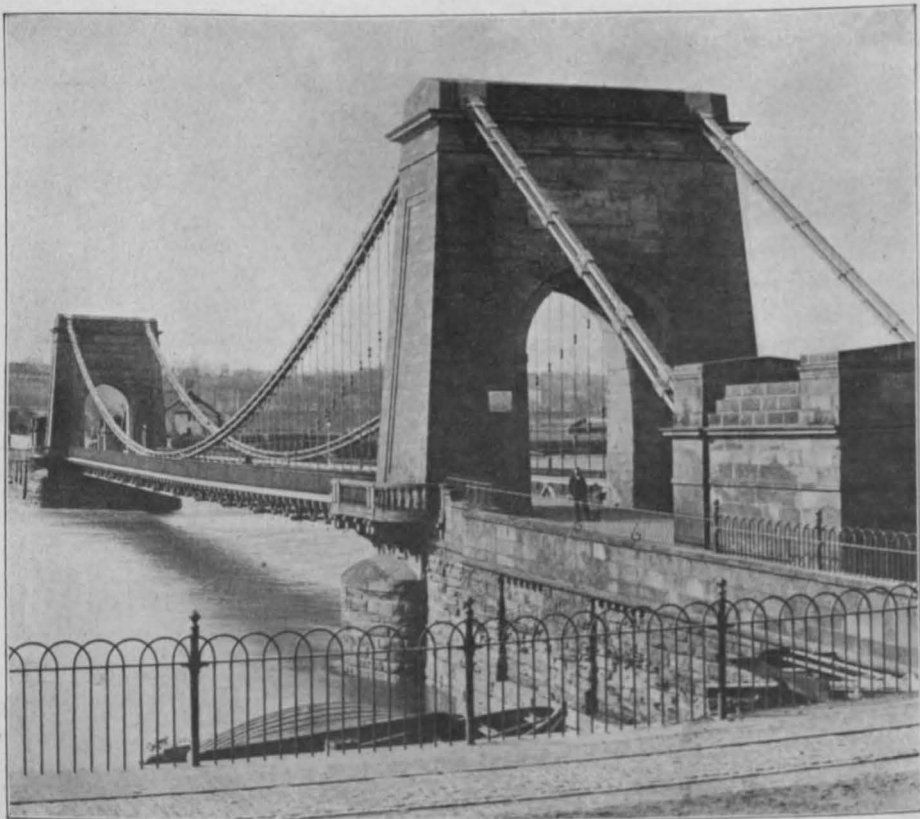


Fig. 414. Die Montrosebrücke in ihrer heutigen Gestalt, seit 1840.

Hilfe gußeiserner Schuhe gestoßen und dadurch *durchgehend* erhalten wurden und deren Enden man im Landpfeiler-Mauerwerk befestigte. Außerdem versteifte man die Bahn in lotrechter Richtung durch Anbringen von hohen, starken Geländern, die oberhalb und unterhalb der Bahn auf den erwähnten Längshölzern befestigt waren. Die Geländerstreben faßten in gußeiserne Schuhe, und zu ihrer Anspannung dienten schmiedeiserne Zugstangen (vgl. Hammersmithbrücke unter 73). Fig. 414 zeigt die Montrosebrücke in ihrer heutigen Gestalt.

Im Jahre 1841 wurde von den Mitgliedern der Institution of civil engineers anerkannt, daß keine bis dahin gebaute englische Kettenbrücke eine so hohe

¹⁸³ The civil engineers and arch. Journal. 1841. S. 356.

Steifigkeit besäße wie die Brücke von *Montrose*. VIGNOLES und RENDEL waren damals der Ansicht, man könne, mit Hilfe starker Versteifungsträger der Bahn,



Fig. 415. Die Hungerfordbrücke über die Themse in London. 1841—1845.
Im Vordergrund die alte Waterloo-Brücke.

Kettenbrücken sogar für Lokomotivbetrieb sicher genug einrichten. Die weitere geschichtliche Entwicklung hat den beiden Ingenieuren aber darin nicht unbedingt Recht gegeben.

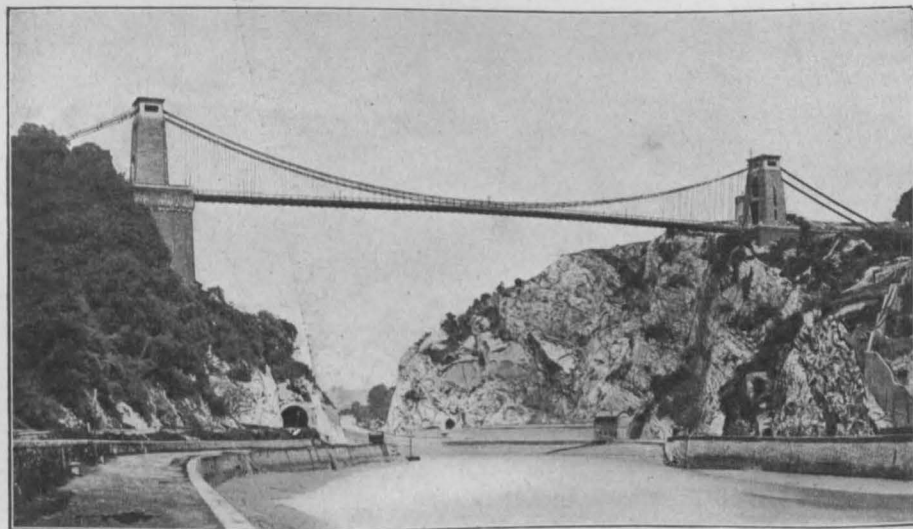


Fig. 416. Cliftonbrücke über den Avon bei Bristol. 214 m Stützweite der Mittelöffnung.
1840—1864.

75. Die Hungerfordbrücke in London im Vergleich mit den ältern englischen Kettenbrücken.

Außer den bisher beschriebenen geschichtlich bemerkenswerten englischen Kettenbrücken, die in der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts entstanden sind,

ist nur noch die *Hungerfordbrücke über die Themse in London* zu nennen (Fig. 415). Sie wurde in den Jahren 1841—1845 nach dem Entwurfe von ISAMBARD KINGDOM BRUNEL dem Jüngern (1806—1859) von P. PRITCHARD BALY ausgeführt und diente nur dem Fußgängerverkehr. Fig. 415 veranschaulicht ihr einstiges Bild, im Vordergrund die von RENNIE gebaute Waterlooobrücke. Ihre Mittelöffnung zeigt die außerordentlich bedeutende Stützweite von 207 m, bei 15,24 m Pfeilhöhe (1 : 13,53).

Die Hungerfordbrücke wurde 1860 abgebrochen. Ihre Ketten konnten noch dazu benutzt werden, den Bau der *weitest gespannten Kettenbrücke Englands* zu vollenden, der *Cliftonbrücke über den Avon bei Bristol*¹⁸⁴, deren

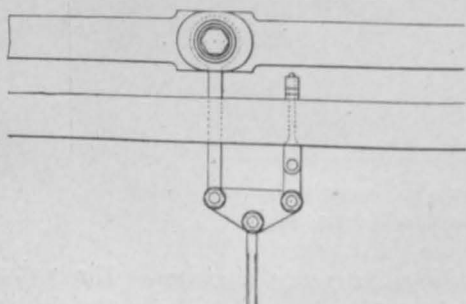


Fig. 417. Ketten.

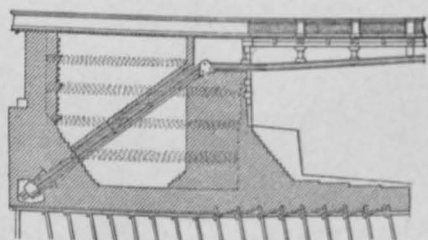


Fig. 418. Ankerkammer.

Fig. 417—419. Ketten, Ankerkammer und Mittelpfeiler der Hungerfordbrücke.

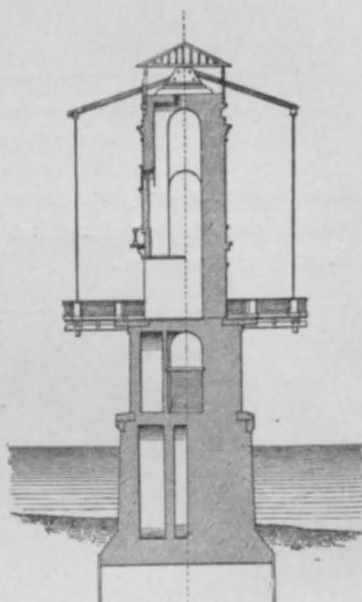


Fig. 419. Mittelpfeiler.

Herstellung (nach einem Entwurfe BRUNELS des Jüngeren) schon 1840 in Angriff genommen, aber erst 1862—1864 durch HAWKSHAW beendet worden ist (Fig. 416), und deren Mittelöffnung 214 m Stützweite aufweist. An Stelle der Hungerfordbrücke steht heute die Charingcrossbrücke (§ 10).

BRUNELS Entwurf der Hungerfordbrücke enthielt folgende Neuerungen (Fig. 417 bis 419):

1. Die zwei übereinander angeordneten Stränge der beiden Tragketten zeigten, der Zunahme ihrer *Stabkraft* von den Scheiteln bis zu den Stützen entsprechend, veränderliche *Querschnittsgrößen*. TELFORD hatte eine solche Anordnung bei der Menai-Brücke nicht für nötig gehalten.

¹⁸⁴ HUMBER. Anmerk. 167.

2. Um die auf eine Tragstange entfallende Kettenlast möglichst statisch bestimmt auf jeden Strang zur Hälfte zu verteilen, wird diese Last — wie die Fig. 417 erläutert — durch einen gleicharmigen Wagebalken übertragen.

3. Die Kettenglieder sind alle Hauptglieder (2,5 cm stark und 18 cm hoch). Eigentliche Kuppelglieder fehlen. Jedoch sind zwischen den Rollenlagern der Stützpfeiler und den beiderseits zunächst liegenden Tragstangen kürzere *Anschlußglieder* eingeschaltet, die bis zu etwa 90 cm Breite und zwei Bolzenlöcher übereinander erhalten haben, mit deren Hilfe beide Kettenstränge der anstoßenden Öffnungen angeschlossen werden. Die Anschlußglieder ruhen auf einer wagrechten, gehobelten Gußplatte, unterhalb welcher *stählerne* Rollen auf einer zweiten gehobelten Platte laufen. Nach der Quere der Brücke sind die Rollenlager untereinander durch gußeiserne Balken verbunden, damit beide Tragketten gezwungen werden, in den Stützpunkten gleiche Verschiebungen zu vollführen.

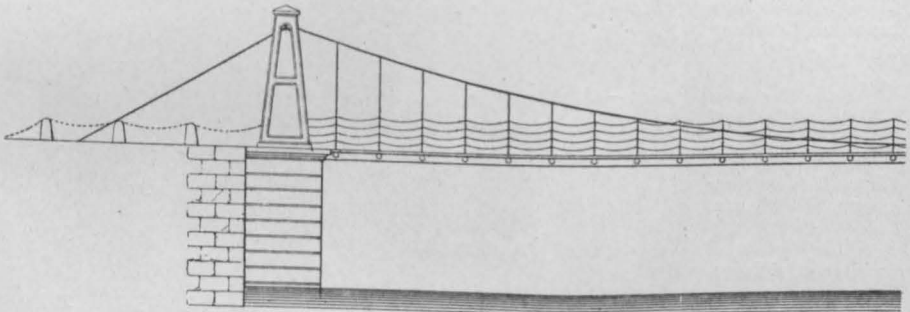


Fig. 420. Kettenbrücke über den Irwell bei Manchester. 1825.

4. Pfeiler und Widerlager waren von Stein und nach beachtenswerten, richtigen Grundsätzen angeordnet. Die Mittelpfeiler besaßen große Grundfläche und, um sie leicht zu erhalten, viele Hohlräume. Den Widerlagern wurde ebenfalls eine große Grundfläche gegeben, um deren Reibungswiderstände gegenüber den Bogenkräften (St. II. 1a) groß zu erhalten. In den Richtungen des Kettenzuges führte man starke Langmauern auf und die minder beanspruchten Zwischenräume wurden mit Beton ausgefüllt.

In der folgenden Tabelle 14 ist u. a. auch die bisher noch nicht erwähnte *Irwellbrücke in Manchester* (Fig. 420—422) mit aufgeführt, die 1825 von FAIRBAIRN erbaut worden und nach einigen Jahren ihres Betriebes (1831) eingestürzt ist¹⁸⁵. Die Tragketten dieser Brücke — je zwei Kettenstränge auf jeder Bahnseite — waren aus Rundeisen hergestellt. Dabei waren die Auglöcher für die Bolzen allein *durch Umbiegen und Schweißen* des Stabendes gebildet. In den aus durchbrochenen Gußeisenplatten hergestellten Stützpfeilern waren die Tragkettenenden *pendelartig* aufgehängt (Fig. 421). Die Spannketten führten unter dem niedrigsten Wasserstande durch schwere gußeiserne mit Mauerwerk belastete Blöcke, in denen sie durch

¹⁸⁵ HENZ, Beschreibung der Kettenbrücke über den Irwell bei Manchester. Verhandl. d. Vereins zur Beförderung des Gewerbefleißes in Preußen. 1832. S. 82.

Tabelle 14. Bemerkenswerte Kettenbrücken Englands

Nr.	Name der Brücke	Zeit des Baues	Name des Entwurfverfassers	Abmessungen				
				Größte Stützweite m	Anzahl der Tragöffnungen	Pfeilverhältnis	Länge zwischen den Landpfeilern m	Breite des Grundrisses m
1	<i>Tweedbrücke</i> bei Dryburgh-Abbey (Fig. 265)	1818	J. u. W. SMITH	80,0	1	1 : 11	79,2	1,3
2	<i>Tweedbrücke</i> bei Berwick (Unionbrücke) (Fig. 266)	1819—1820	S. BROWN	136,8	1	1 : 15	118,0	5,5
3	<i>Trinity-Pier</i> in Newhaven bei Edinburgh (Fig. 268)	1820—1821	„	63,7	3	1 : 15	213,4	1,2
4	<i>Chain-Pier</i> in Brighton (Fig. 271)	1822—1823	„	73,6	4	1 : 15	346,2	3,8
5	<i>Brücke über den Irwellfluß</i> in Manchester ¹⁸⁶ (Fig. 420)	1825	FAIRBAIRN	42,0	1	1 : 11,5	40,0	—
6	<i>Menaibrücke</i> bei Bangor (Fig. 276)	1819—1826	TH. TELFORD	176,5	1	1 : 13,5	353,0	8,5
7	Dieselbe (nach erfolgter Verstärkung)	1839	—	176,5	1	1 : 13,5	353,0	8,5
8	<i>Conwaybrücke</i> bei Schloß Conway (Fig. 285)	1822—1826	TH. TELFORD	98,0	1	1 : 14,6	—	5,3
9	<i>Hammersmithbrücke</i> über die Themse, London (Fig. 405)	1824—1827	W. T. CLARK	128,7	3	1 : 14,3	216,5	9,1
10	<i>Montrosebrücke</i> über den South-Esk (Entwurf) (Fig. 412)	1823	BUCHANAN	122,0	1	1 : 7	—	8,5
11	Dieselbe (nach erfolgter Ausführung)	1828—1829	SAM. BROWN	131,5	1	1 : 10,3	125,5	7,9
12	Dieselbe (nach ihrem Umbau) (Fig. 414)	1840	RENDEL	131,5	1	1 : 10,3	125,5	7,9
13	<i>Hungerfordbrücke</i> ¹⁸⁷ über die Themse, London (Fig. 415)	1841—1845	BRUNEL, der Jüngere	207,0	3	1 : 13,5	412,1	4,2
14	<i>Cliftonbrücke</i> über den Avon bei Bristol (Fig. 416)	1840—1864	BRUNEL und HAWKSHAW	214,0	1	1 : 10	190,0	9,5

¹⁸⁶ 1831 eingestürzt.¹⁸⁷ Die Stützflächen im Mauerwerk der Hungerfordbrücke wurden mit etwa 20 atm belastet.

aus der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts¹⁸⁸.

Abmessungen						Spannungen				Baukosten		Nr.
Hauptglieder der Tragketten				Gesamt- querschnitt der Tragketten cm ²	Trag- stangen- stärke cm	Tragketten durch		Tragstangen durch		Gesamt- betrag für die Brücke <i>M</i>	für ein m ² des Grund- risses <i>M</i>	
Länge m	Höhe cm	Dicke cm	Durch- messer cm			Eigen- gewicht atm	Volllast atm	Eigen- gewicht atm	Volllast atm			
3,00	—	—	4,4	53,5	1,3 ○	—	—	—	—	14 600	290	1
4,60	—	—	5,0	245,0	2,5 ○	850	1500	140	250	101 300	160	2
3,00	—	—	4,7	37,0	—	850	1500	—	—	—	—	3
3,00	—	—	5,0	162,0	2,5 □	340	1500	50	280	607 500	460	4
1,42	—	—	5,0	—	6,5	—	—	—	—	—	—	5
2,80	8,0	2,50	—	1677,0	2,5 □	730	1500	90	470	2 430 000	810	6
2,80	8,0	2,50	—	1677,0	2,5 □	880	1500	140	470	—	—	7
2,80	8,0	2,50	—	839,0	—	1050	1500	—	—	—	—	8
2,70	12,7	2,50	—	1163,0	2,5 ○	850	1500	210	370	927 600	550	9
4,50	—	—	3,8	819,5	2,0 ○	680	1300	100	470	—	—	10
3,00	12,7	2,50	—	516,0	3,2 ○	800	1500	170	370	370 200	400	11
3,00	12,7	2,50	—	780,0	4,0 ○	660	1500	110	280	—	—	12
7,30	18,0	2,50	—	2013,0	4,1 □	540	900	—	—	2 259 000	1260	13
7,50	21,0	2,38	—	2850,0	5,0 ○	—	—	—	—	1 440 000	720	14

¹⁸⁸ Die nach englischen Maßen umgerechneten Zahlen sind abgerundet.

Vorsteckbolzen gehalten wurden. Die Hängestangen umfaßten die Ketten durch Gabelenden, unten waren sie mit den Querhölzern der Fahrbahn verschraubt (Fig. 421).

Der Einsturz der Irwellbrücke¹⁸⁹ erfolgte im Augenblicke, als eine 60 Mann starke Artillerietruppe die Brücke überschritt. Die Mannschaften marschierten zu Vieren in jeder Reihe im starken Schritte und belustigten sich dabei, zum Teil

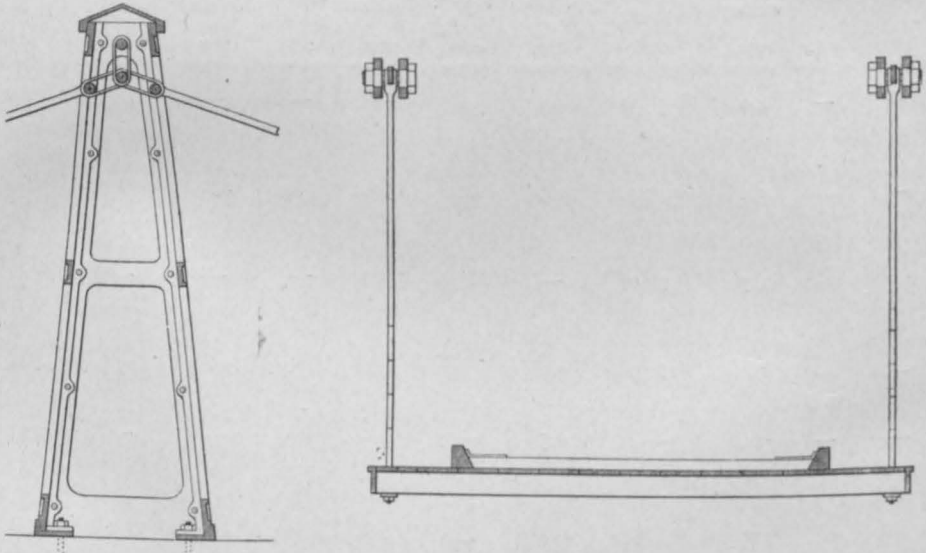


Fig. 421. Stützpfiler und Querschnitt der Kettenbrücke über den Irwell bei Manchester.

pfeifend, über die starken Schwingungen und Schwankungen der Brücke. Als der führende Offizier das jenseitige Ufer erreicht hatte, riß eine Rückhaltkette, und infolgedessen stürzte der zugehörige Stützpfiler auf dem Broughtonufer um und riß einen großen Teil der Fahrbahn mit sich in die Fluten. Glücklicherweise kamen die Soldaten alle mit dem Leben davon, wenn auch die meisten starke Verletzungen erhielten.

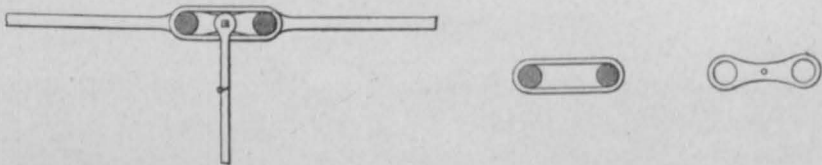


Fig. 422. Tragketten der Irwellbrücke.

76. Die ersten deutschen Kettenbrücken (1824—1827).

1. Die älteste deutsche Schrift über den Bau von Hängebrücken¹⁹⁰ enthält auch einige kurze Bemerkungen über die ersten deutschen Kettenbrücken.

¹⁸⁹ Chute du pont suspendu de Broughton. Annal. des ponts et chaussées. 1832. I. S. 408.

¹⁹⁰ C. F. W. BERG, Der Bau der Hängebrücken aus Eisendraht, nach STEVENSON, SEGUIN, DUFOUR, NAVIER u. a. Leipzig. 1824.

Danach wurde schon 1785 bei *Weilburg in Nassau* eine 30 m lange Kettenbrücke über die *Lahn* gebaut. Weiter sagt BERG¹⁹⁰: »Außerdem finden sich noch einige solche Brücken in fürstlichen Parks, z. B. im Park zu *Wörlitz* bei *Dessau*; diese sind aber weniger ihres Nutzens, als vielmehr ihrer *Sonderbarkeit* wegen angelegt.« In der angegebenen Quelle wird auch auf eine Hängebrücke hingewiesen, deren Bau auf Veranlassung des Herzogs von Anhalt-Köthen im Mai 1824 bei *Männichen-Nienburg* über die Saale angefangen worden sei. Diese 85 m lange und 8 m breite Brücke werde nach dem Plane des Architekten und Herzoglichen Baurates BANDHAUER hergestellt und weise eine sehr bedeutende Verbesserung der bisherigen Bauart auf, insofern als mitten in der Brücke ein Durchlaß für Schiffe mit stehenden Masten angelegt werde. *Über den verhängnisvollen Einsturz dieser ersten deutschen — nach der Schrägkettenbauart hergestellten — Brücke* ist unter 77 zu vergleichen.

Im Vorwort seiner bemerkenswerten Schrift gibt BERG auch eine Nachricht über eine Kettenbrücke in der Provinz Mähren, worüber er sagt: »Sie wurde im

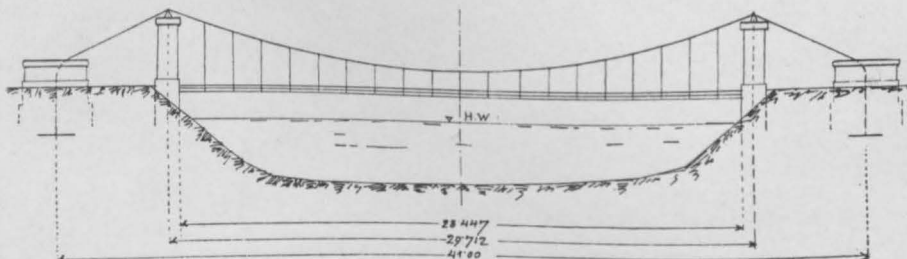


Fig. 423. Ansicht der ersten deutschen Kettenbrücke über einen Arm des Marchflusses bei Straßnitz. 1823—1824.

Laufe des letzten Frühjahrs (also 1823) auf der dem k. k. Kämmerer Grafen von MAGNIS gehörigen Herrschaft *Straßnitz*, auf Kosten des Herrschaftbesitzers durch seinen Ingenieur, Herrn FRIEDRICH SCHNIRCH, über einen Arm des *Marchflusses* erbaut und am 8. Juni d. J. (also 1824) zur allgemeinen Benutzung für Fußgänger, leichtes und schweres Fuhrwerk geöffnet«. Danach ist die Marchbrücke die erste deutsche Kettenbrücke. Ihr folgten die *Sophienbrücke über den Donaukanal in Wien* (1825) und die *Egerbrücke bei Saaz in Böhmen* (1827). Genauere Nachrichten über die ersten deutschen Kettenbrücken zu erhalten, ist mir schwer geworden. Während über die ältesten Bauwerke dieser Art in England, Rußland und Frankreich verschiedene literarische Quellen vorhanden sind, gibt es über deutsche Brücken von gleicher Bedeutung keinerlei ähnliche ausführliche Mitteilungen. Die Angabe von RHIZA¹⁹¹, wonach bereits 1821 in Böhmen eine Straßenbrücke über die Elbe bei Jaromeř erbaut worden sei, ist nach Mitteilungen des Herrn Professor MELAN in Prag nicht zutreffend. Die Jaromeřbrücke wurde erst viel später, im Jahre 1840, gebaut und ist bereits 1889 durch eine Fachwerkbrücke ersetzt worden.

¹⁹¹ RHIZA, Eisenbahn-Unter- und Oberbau. II. S. 437. Wien. 1877.

2. Die erste deutsche Kettenbrücke war das Werk des österreichischen Ingenieurs FRIEDRICH SCHNIRCH, der durch seine späteren Bauten auf dem Felde der Kettenbrücken sich einen berühmten Namen erworben hat. Fig. 423 gibt ihre Ansicht, wonach die Mittelöffnung etwa 30 m Stützweite hatte. Die nachfolgenden Mitteilungen über die baulichen Einzelheiten der Brücke verdanke ich den Bemühungen MELANS, der sie durch Vermittelung des Landesingenieurs HAWRANEK in Prag aus den Bauakten im Archiv des Grafen VON MAGNIS entnommen hat. Daraus ist auch zu ersehen gewesen, wie damals die Hofkanzlei, der Minister des Innern und sogar der österreichische Kaiser selbst lebhaften Anteil für die neue Erfindung bewiesen haben.

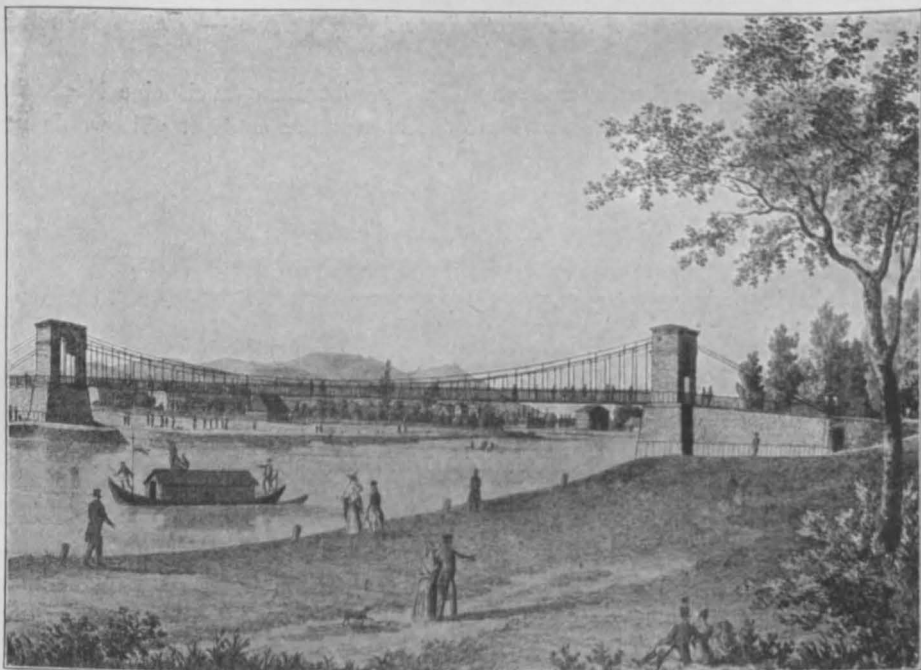


Fig. 424. Ansicht der Sophienbrücke über den Wiener Donaukanal. 1825.

Bei einer Stützweite von 29,7 m beträgt der Pfeil 2,85 m, also etwas weniger als 1:10. Es waren acht Ketten vorhanden: je vier zu jeder Bahnseite und diese wieder in zwei Gruppen gegliedert. Die aus etwa 2 cm starkem Stabeisen hergestellten Kettenglieder hatten etwa 2,85—3 m Länge und trugen 19 Hängestangen. Diese umfaßten an ihren untern Enden zwei in der ganzen Bahnlänge durchlaufende, etwa 5,3 cm hohe und 2 cm starke Eisenstäbe, auf denen die hölzerne Fahrbahn gelagert war. Die Verankerung der Kettenenden erfolgte unter Steinwiderlagern mit Hilfe einer etwa 1,4 m langen, 0,95 m breiten und 4 cm starken Gußeisenplatte. Die Kettenenden wurden durch Öffnungen dieser Platten geführt und unterhalb durch starke Querriegel verankert. Die Plattenbelastung wird für jedes der vier Widerlager auf 28 t angegeben. Die beiden Stützpfiler

stehen nahe an den Ufern und sind auf Pfahlrosten, etwa 1,1 m tief unter der Flußsohle, gegründet.

Die Tragkraft der Rückhaltketten hatte man auf 136 t berechnet, die Kettenstabskraft aus Eigengewicht und Verkehrslast erhielt man zu 67 t. Das gab also *eine zweifache Sicherheit*. Aus dem Berichte des damaligen Kreisgenieurs geht hervor, daß bei voller Belastung der Kettendurchhang in der Brückenmitte 15,8 cm betragen hat. Das Gesamteisengewicht wird mit nur 3,6 t und die Baukostensumme mit etwa 4500 Mark angegeben.

Die Arbeiten auf der Baustelle dauerten nur zwei Monate. Das Aufstellungsgestüst scheint beseitigt worden zu sein, als das Mauerwerk der Widerlager noch im frischen, feuchten Zustande war. Infolgedessen trat eine Hebung der Kettenenden in den Verankerungen ein (um etwa 4 cm), verbunden mit ihrer Ver-

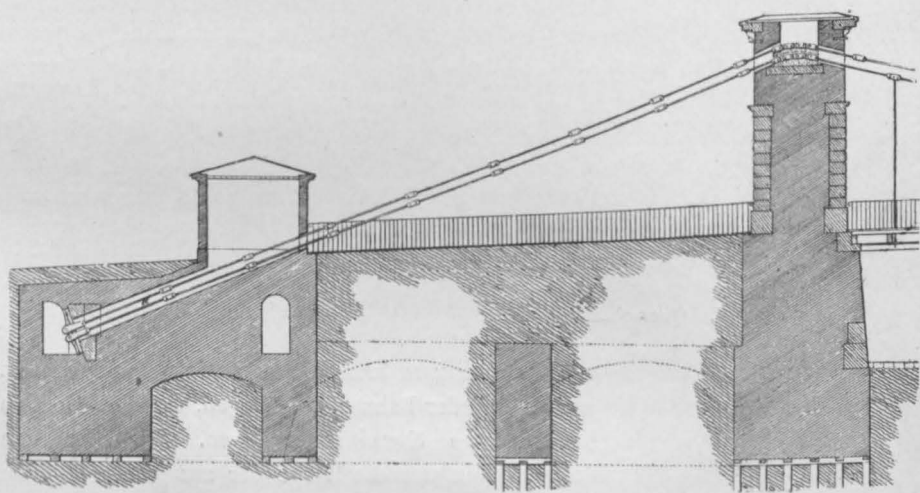


Fig. 425. Längsschnitt der Kettengurte der Sophienbrücke über den Wiener Donaukanal.

schiebung nach der Brückenmitte hin. Das verursachte eine Kettensenkung und eine entsprechende Veränderung in der Fahrbahnlage. Um diesen Mißstand zu beheben, nahm SCHNIRCH das ganze Eisenwerk auseinander, wozu er drei Tage brauchte, und es gelang ihm dann — wahrscheinlich durch Hebung der Kettenstützpunkte auf den Stützpfählen — die wagerechte Lage der Bahn wieder herzustellen.

3. In den Akten befindet sich auch ein (unter dem 7. November 1825) an den Grafen VON MAGNIS gerichtetes Schreiben von SCHNIRCH, worin dieser *von der ersten Wiener Kettenbrücke* spricht und deren »schöne gerade Brückenbahn« lobt. Dies zweite Werk, nach Plänen von SCHNIRCH, unter der Leitung des nachmaligen Oberbaudirektors von KUDRIAFFSKY (1824—1825) erbaut, war die *Sophienbrücke*¹⁹², die in der Verlängerung der Rasumoffskygasse über den Donau-

¹⁹² VON MITIS, Die Sophienbrücke oder beschreibende Darstellung der ersten Kettenbrücke in Wien usw. Wien. 1826. — Über die in Wien bestehenden Kettenbrücken. Allgem. Bauz. 1836. S. 121.

kanal führte und bloß dem Fußgängerverkehr diente. Sie besaß eine Stützweite von 71 m, mußte aber — wegen ihrer Gebrechlichkeit und geringen Bahnbreite — schon 1872 durch eine Fachwerkbrücke ersetzt werden. Die Fig. 424—428 stellen Ansicht, Grundriß und Einzelheiten der Brücke dar. Über Abmessungen u. dgl. ist Nr. 7 der Tabelle 15 zu vergleichen.

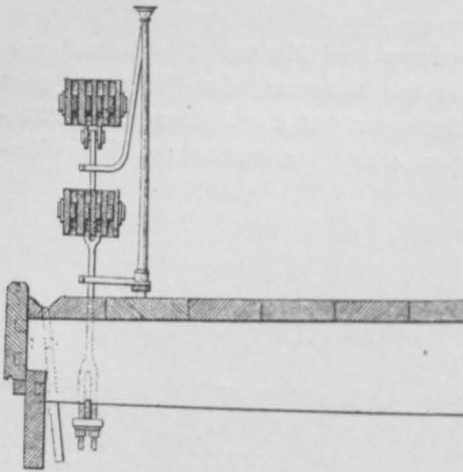


Fig. 426. Querschnitt.

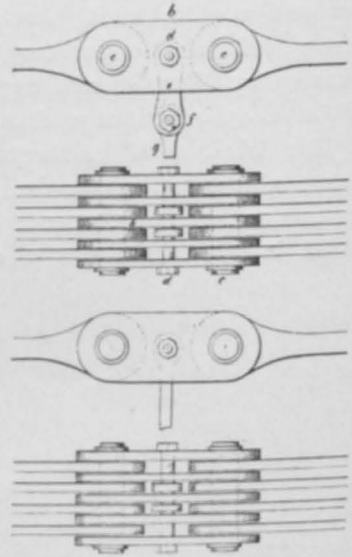


Fig. 427. Kettengurte.

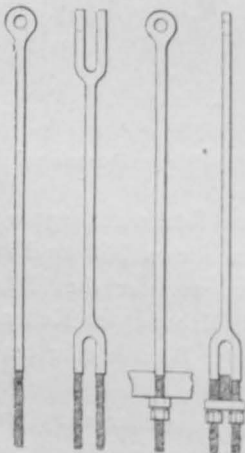


Fig. 428. Hängestangen.

Fig. 426—428. Einzelheiten der Sophienkettenbrücke.

Die etwa 4 m breite Bahn wurde von vier Ketten, je zwei zu jeder Bahnseite, getragen, wobei die beiden Kettenstränge übereinander lagen. Zwischen den Bolzenmitteln war die Länge der aus geschmiedetem Flacheisen gebildeten Kettenglieder etwa 2,9 m, bei 5,2 cm Höhe und 2,6 cm Stärke. Die Stützpunkte der Ketten lagen auf den gemauerten Stützpfählen unbeweglich in einer gußeisernen Platte. Die in etwa 1,6 m Abstand aufeinander folgenden geschmiedeten Hängestangen besaßen quadratischen Querschnitt von etwa 2,2 cm Seite und endigten unten in Gabeln, zwischen denen eiserne Längsträger befestigt waren. Darauf ruhten bei jeder Hängestange Holzquerbalken und darüber der Holzbelag.

Die aus den Hammerwerken des Grafen SCHARFENBERG stammenden Ketteneisen wurden maschinell auf ihre Zugfestigkeit geprüft, wobei der Bruch bei einer Last von etwa 45 t erfolgte. Das entspräche also (bei 14 cm² Kettenglied-Querschnitt) einer Zugfestigkeit von etwa 3,3 t/cm². Das Eisengewicht der Brücke wird mit 55 t angegeben, was (bei 400 m² Fahrbahngrundriß) ein Gewicht von nur 138 kg/m² gibt.

4. *Die Kettenbrücke über die Eger in Saaz (Böhmen)* wird durch das Bild der Fig. 429 veranschaulicht. Sie wurde in den Jahren 1826—1827 nach den Plänen des Straßenbaudirektors STROHBACH erbaut und hat mehrere ihrer Nachfolgerinnen überdauert, so die Kettenbrücken in Jaromeř, Poděbrad und Strakonitz, die zwischen 1840 und 1846 errichtet und 1888—1890 umgebaut worden sind. Sie hat auch Anlaß zum Bau einer eisernen Kettenbrücke in Bamberg gegeben, und ist erst im Jahre 1895 durch eine eiserne Fachwerkbrücke ersetzt worden¹⁹³. Zur Feier ihrer Grundsteinlegung, am 26. Juni 1826, ist eine kleine Schrift erschienen, aus welcher zu entnehmen ist, daß die alte steinerne Egerbrücke in Saaz im Jahre 1798 durch Eis und Hochwasser zerstört worden ist und danach 28 Jahre lang als Notbehelf eine Holzbrücke den Verkehr mit den nahen Städten Brüx, Kommotau und Kaaden hat vermitteln müssen¹⁹⁴.

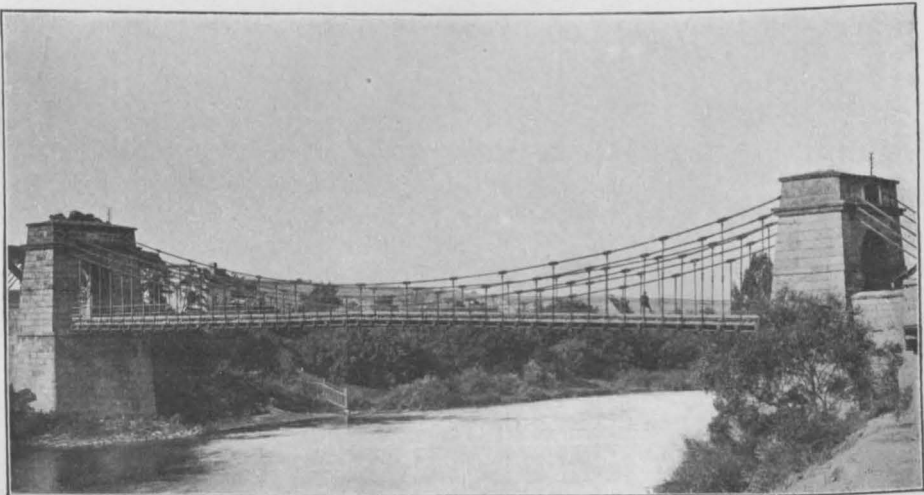


Fig. 429. Kettenbrücke über die Eger zu Saaz in Böhmen. 1826—1827. 1896 abgetragen.

Die Egerkettenbrücke besaß nur eine einzige Öffnung, deren Stützweite etwa 64 m betragen hat, bei 5,18 m Pfeil und 5,6 m Fahrbahnbreite. Die Kettengurte jeder Bahnseite bestanden aus drei (in Abständen von 0,6 m) übereinander hängenden Strängen, von denen jeder aus 8,5 cm breiten und 1,3 cm starken Flacheisengliedern gebildet war. Die Herstellung aller Schmiedeisenteile des Überbaues übernahm die Rosahütte bei Skuhrov mit der Verpflichtung, nur wohl gehämmertes Eisen bester Güte zu liefern und jedes Glied der Ketten nach Vorschrift auf seine Festigkeit zu prüfen. Die Löcher in den Kettengliedern und Tragstangen wurden im kalten Zustande gebohrt und die Kettenbolzen auf einer eigens hierfür eingerichteten Drehbank abgedreht. Die fertigen Stücke

¹⁹³ WEINGÄRTNER, Die Egerbrücke in Saaz. Österr. Monatsschrift für den öffentlichen Baudienst. 1896. S. 241.

¹⁹⁴ Die Kettenbrücke über die Eger bei Saaz. 1826.

wurden dann im Hammerwerke zur Probe verbunden und nach Erfordernis vor dem Verbringen auf die Baustelle wieder auseinander genommen.

Die Prüfung der Kettenglieder und Tragstangen erfolgte auf einer im Werke hierfür gebauten einfachen Festigkeitsmaschine, die aus einem Balkenhebel mit der Übersetzung von etwa 1 : 15,4 bestand. Jedes dieser Stücke wurde dabei in eine so hohe Spannung versetzt, wie sie nach der Berechnung einer Beanspruchung durch Eigengewicht und Verkehrslast entsprach. Danach wurden

die *Kettenglieder* (mit je 11,28 cm² Querschnitt) bis auf 17,4 t

» *Tragstangen* (» » 6,07 » » » » » 5,9 t

belastet. Außerdem hatten alle Stücke, wenn sie höchstgespannt waren, noch einige Schläge mit einem 2,5 kg schweren Hammer auszuhalten. *Zerreißproben* (Tabelle 3, S. 102) wurden nur mit zwei Tragstangen ausgeführt, wobei eine Zug-

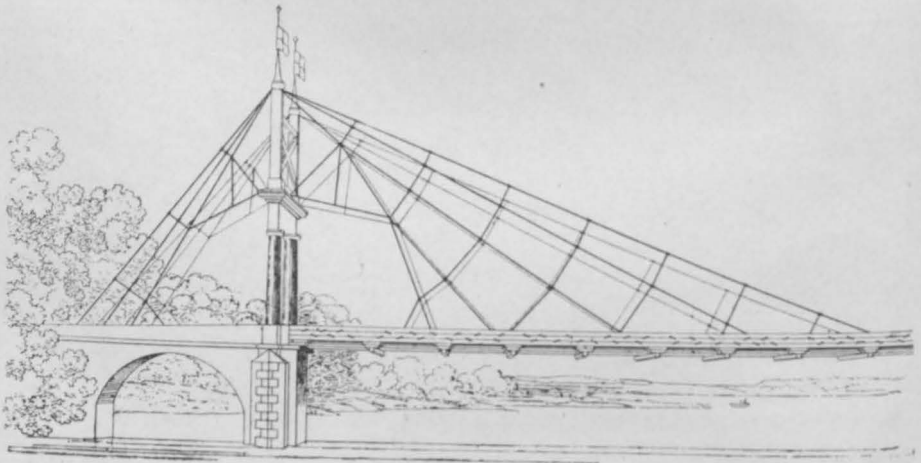


Fig. 430. Schrägkettenbrücke über die Saale bei Nienburg. 1824. Ende 1825 eingestürzt.

festigkeit des Eisens von 3,0—3,2 t/cm² festgestellt wurde. In den Akten wird über die *Dehnung* des Eisens bemerkt, daß bei den Stücken, welche die Probe bestanden, keine Ausdehnung oder sonstige Veränderung zu bemerken gewesen sei. Das *Gesamteisengewicht* der Brücke wird mit etwa 50 t angegeben.

Als die Brücke im Jahre 1890 schadhaft zu werden anfang, wurde sie gründlich untersucht. Dabei zeigten sich die Verankerungsketten derart abgerostet, daß man für die Sicherheit der Brücke fürchten mußte. Als Ursache der starken Verrostung ist die mangelhafte Bauart der Verankerungskanäle anzusehen, die wegen ihrer großen Enge weder zu lüften waren, noch eine Erneuerung des Eisenanstriches zuließen.

77. Die Schrägkettenbrücke über die Saale bei Nienburg und ihr Einsturz (1824—1825).

1. Aus der von mir benutzten Quelle¹⁹⁵ ist nicht genau zu ersehen, wann die in der Nähe des Zusammenflusses der Bode und Saale belegene Brücke erbaut

¹⁹⁵ *Die Nienburger Brücke.* Verh. d. Ver. z. Beförd. d. Gewerbeß. in Preußen. 1826. S. 65.

worden ist. Sehr wahrscheinlich aber spätestens im Jahre 1824, denn über ihren Zustand, kurz vor der Beseitigung der Baugerüste, liegt eine Denkschrift vor, die ein preußischer Baumeister im Auftrage seiner Regierung im März 1825 vorgelegt hat. Das Gerücht von der Billigkeit der Nienburger Brücke, deren Entwurfverfasser der Köthensche Baurat BANDHAUER gewesen ist (76), hatte die Königliche Preußische Oberbaudeputation in Berlin veranlaßt, Nachforschungen über die Bauart der Brücke anzustellen. Daraufhin erklärte diese Behörde das ganze Bauwerk als ein gewagtes und unsicheres Unternehmen, dessen Ausführung abzuraten sie sich für verpflichtet halte. Nur zu bald bestätigte sich die Richtigkeit dieser Beurteilung.

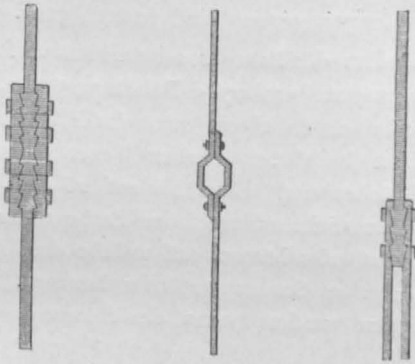


Fig. 431.
Einfache Kettenverbindungen.

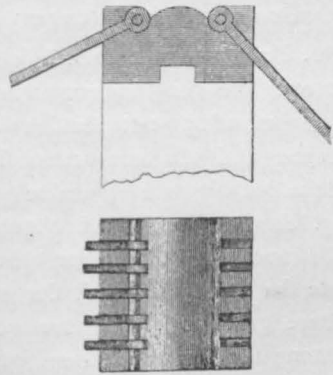


Fig. 432.
Befestigung der Kettenenden im Portale.

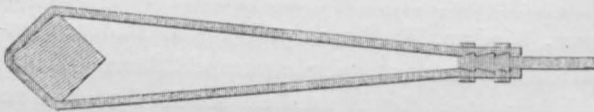


Fig. 433. Kettenbefestigung
an einem Portalpfosten.

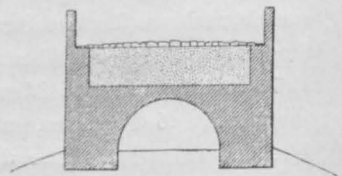


Fig. 434. Querschnitt
eines Widerlagers am Ende.

Fig. 431—434. Einzelheiten der Saalebrücke bei Nienburg.

Die Fig. 430—434 geben einen Teil der Ansicht und einige Einzelheiten der Nienburger Brücke wieder. Danach bestand die (etwa 7,4 m breite) Brückenbahn ganz aus Holz und hing an einer Reihe von Schrägketten, die untereinander verbunden waren. Sehr wahrscheinlich waren dem Baurat BANDHAUER die ältern Vorschläge von LÖSCHER, POYET (Fig. 256, S. 231), vielleicht auch die ältern Anordnungen der Ketten bei der *Kings-Meadow-Brücke* (Fig. 263, S. 339) und der *Tweedbrücke bei Dryburg-Abbey* (Fig. 265, S. 241) bekannt geworden. Nach der erwähnten Denkschrift besaß die Nienburger Brücke etwa 78 m Stützweite. Dabei waren die beiden zu einem Portale verbundenen hölzernen Stützmaße der Widerlager, vom Steinsockel ab bis zum Kettenlager, etwa 14,5 m hoch. Die

Ketten hatten überall gleichen Querschnitt, nämlich von 2,6 cm in den doppelten und 3,9 cm Stärke in den einfachen Strängen. Zur Verankerung der Rückhaltketten wurden am hintern Ende der mit einer Gewölbeöffnung versehenen Widerlager im Baugrunde starke Sandsteinquader eingebaut und in der Richtung der Kettenneigung schräg gestellt. Die Ketten führten durch entsprechende Öffnungen der Quader und erhielten an ihren Enden gebogene Öhre, in welche (etwa 80 cm lange) Ankerriegel geschoben wurden. Die Fig. 431—434 sind der angegebenen Quelle entnommen und veranschaulichen die gelenkige, feste Stützung der Enden der Trag- und Rückhaltketten auf den Portalsäulen, die Verbindung der untern Kettenstäbe mit jenen Säulen und außerdem noch einzelne Verbindungen zwischen den Kettenknoten. Verankerungen und Versteifungen gegen Wind fehlten ganz.

2. Bezeichnend für den Leichtsinn, mit dem der Erbauer seinen Plan verfolgte, war auch die von ihm vorgenommene sogenannte »scharfe« Belastungsprobe, die im August 1825 stattgefunden hat. Als nämlich dabei ein mit zehn Pferden bespannter und mit etwa sechs Tonnen Last beladener starker Wagen über die Brücke geführt wurde, senkte sich die Brückenbahn schon bis auf 26 cm. Ein Unglück wäre damals schon geschehen, wenn nicht während der Probe unter der Brückenmitte *die Aufstellungsgerüste noch gestanden* hätten, auf welche die Unterurte der Bahn sich nach der erwähnten starken Senkung stützen konnten. Das spätere große Unglück wäre wohl vermieden worden, wenn der Baumeister die Rüstung vor der Probe beseitigt hätte.

Am 6. Dezember 1825, abends 8 Uhr, stürzte die Brücke plötzlich ein, wobei über 50 Menschen den Tod in den Wellen fanden und andere schwer verletzt wurden. Veranlassung zu dem Unglücke gab ein Fackelzug, der dem von Paris zurückgekehrten Landesherrn gebracht wurde. Als die Menge, das »Heil dir im Siegerkranz« singend, über die Brücke zog, brach die auf der Stadtseite belegene Brückenhälfte mit 246 Menschen, Kindern, Jünglingen und jungen Mädchen, zusammen. 36 Personen, meist Erwachsene, auf der stehengebliebenen Hälfte, blieben unversehrt. Ehe die Brücke brach, hörte man ein starkes Knacken am Portal. Dort brach — wie in der Quelle näher beschrieben wird — die dem Portale zunächst liegende Kette *im einfachen Strange*, dann ebenso eine zweite oberhalb der Brustmauer und die dritte oberhalb des Bahnplasters. Sämtliche Bruchstellen hatten ein reines Ansehen und verrieten keinerlei Schadhaftheit. Zweifellos, wie auch in der Denkschrift nachgewiesen worden ist, waren die Kettenquerschnitte — wenn überhaupt — so doch viel zu schwach berechnet worden. Auch ergab die Untersuchung auf der Stadtseite, hinter dem Gewölbebogen, verschiedene *Risse, die vor dem Einsturze der Brücke schon vorhanden, aber mit Kalkmörtel verschmiert worden waren.*

78. Die ersten Kettenbrücken Rußlands (1824—1826).

1. Trotz des Mißgeschickes, das NAVIER beim Bau der Invalidenbrücke erleben mußte, fanden seine Theorien und Ideen in Europa überall starken Anklang und der Boden für ihre Verpflanzung war damals besonders in Rußland gut vorbereitet. Denn schon im Anfange des 19. Jahrhunderts gründete Kaiser

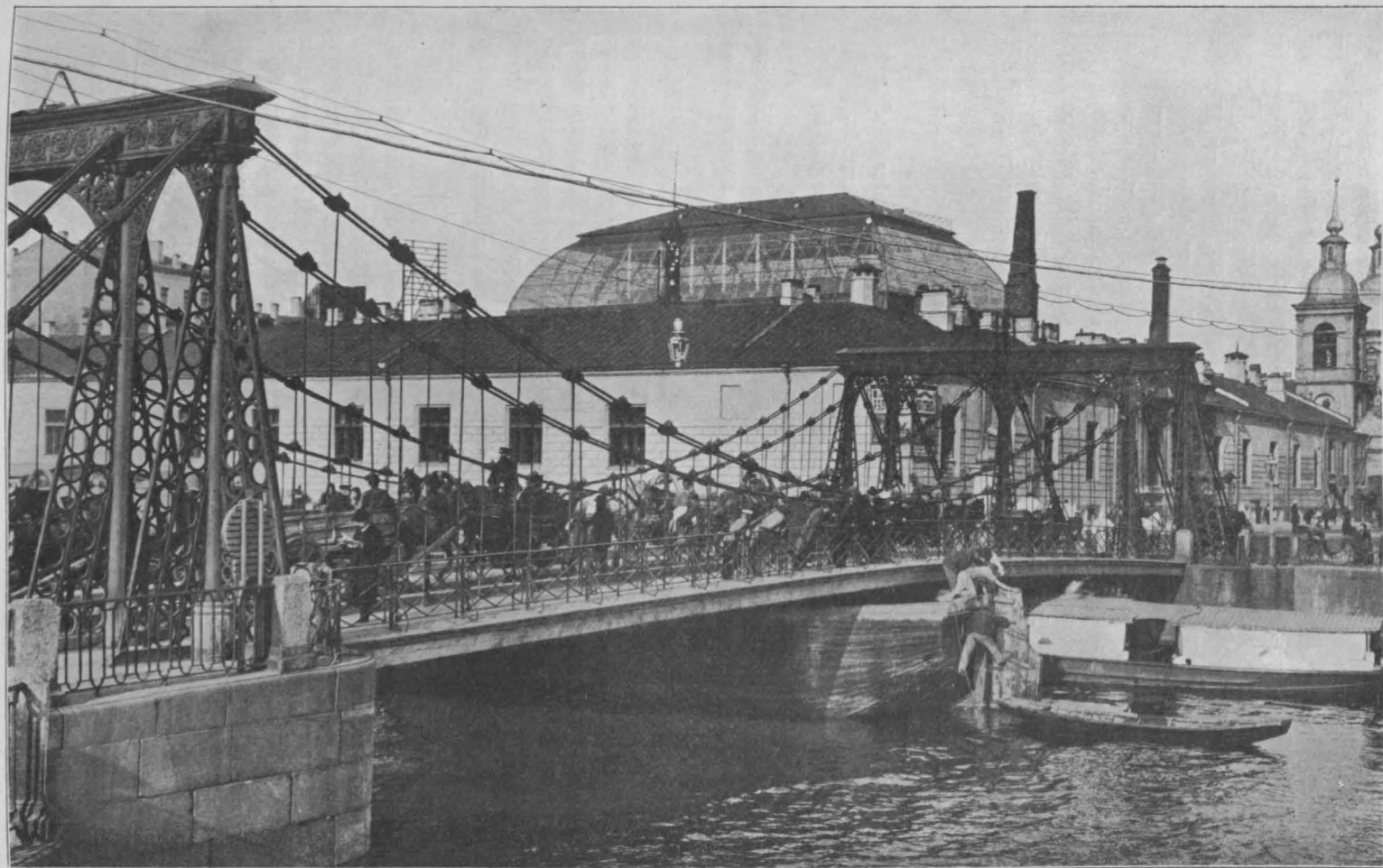


Fig. 435. Die Panteleimonsbrücke über die Fontanka in St. Petersburg. Erste Kettenbrücke des europäischen Festlandes (1824). Wird zurzeit umgebaut (1907).

ALEXANDER¹⁹⁶, nach französischem Muster, die Petersburger Anstalt für die Bildung von Straßen- und Brückenbau-Ingenieuren, deren erste Lehrer vormals Zöglinge der polytechnischen Schule von Paris waren. Diese unterhielten natürlich eine stetige Verbindung mit Paris und den dortigen Vertretern der technischen Wissenschaften. Besonders durch die Generalmajore FABRE, BAZAINE, POTIER und den Obersten DESTREM wurden französische Ideen nach Rußland verpflanzt und dort — unter dem Schutze der Herzogs ALEXANDER VON WÜRTEMBERG — weiter ausgebildet. So entstanden — und zwar noch früher als Ähnliches in Paris geschah — in der russischen Hauptstadt St. Petersburg einige bemerkenswerte Kettenbrücken. Das waren fünf Bauwerke, die zur Verbindung der von Kanälen durchschnittenen Stadtteile Petersburgs dienten: Zwei Straßenbrücken über die *Fontanka* und drei Fußgängerbrücken, eine über die *Moïka* und zwei über den *Katharinenkanal*. Ihre Entwürfe rührten von dem französischen Ingenieur-Oberst G. DE TRAITTEUR¹⁹⁷ her. *Davon bestehen heute noch:*

Die *Potschtamtskybrücke* (oder *Postbrücke*) über die *Moïka* (ohne bisher verstärkt worden zu sein).

Die *Bankowskybrücke* (oder Vier-Greifen-Brücke) gegenüber der Reichsbank, über den *Katharinenkanal* führend, ebenfalls bis jetzt noch unverstärkt.

Die *Lwinybrücke* (oder Vier-Löwen-Brücke), deren Hängestangen im Laufe der Zeit durch stärkere ersetzt worden sind.

Die *Panteleimonowskybrücke* über die *Fontanka* wurde 1906 beseitigt und wird zurzeit (1907) neugebaut. *Sie war die erste Kettenbrücke des europäischen Festlandes.*

Die sogenannte *Ägyptische Brücke über die Fontanka*. Sie ist Anfang Februar 1905 plötzlich eingestürzt, gerade als eine Kavallerie-Schwadron sie passierte. Während des Einsturzes befanden sich auf einer Brückenhälfte 56 Reiter zu Pferde, auf der andern Hälfte elf Schlitten. Ursachen des Einsturzes waren sehr wahrscheinlich schlechte Unterhaltung und schlechtes (russisches) Schweiß-eisen der Ketten. Die Untersuchung darüber schwebt noch.

Von dem Zustande der beiden Fontankabrücken vor ihrer Beseitigung geben die Fig. 435 und 436 photographische Nachbildungen, die ich dem Herrn Ingenieur P. RYSCHKOFF in Petersburg verdanke.

2. Über die *baulichen Einzelheiten der obigen ersten Hängebrücke Rußlands, der Panteleimonsbrücke* (Fig. 435), ist das Folgende bemerkenswert: Die Leitung des Baues erfolgte (1824) durch den Leutnant CHRISTIANOWICH. Die gesamten Eisenteile kamen aus dem russischen Werke von BAIRD. Die Kettenglieder wurden aus sibirischen Eisenstangen quadratischen Querschnittes von 5 mm Seite (und 3700 atm Zerreißfestigkeit) geschweißt. Dessen Elastizitätsgrenze lag bei

¹⁹⁶ Notice sur les travaux des ingenieurs de Russie. — Journal du génie civil. Tome V. S. 225.

¹⁹⁷ G. DE TRAITTEUR, Description des ponts en chaines, exécutés à St. Petersbourg sous la direction de Son Altesse Royale le Duc de Wurtemberg en 1824. St. Petersbourg. 1825. — v. WIEBEKING, Architecture civile. Bd. VII. S. 157. München. 1831. Derselbe, Mémoire sur des ponts suspendus construits dans le dernier temps en Angleterre et en Russie. München. 1832.

etwa 2200 atm. Man prüfte die fertigen Kettenglieder auf einer vom General BETANCOURT entworfenen Maschine (Siderometer) mit Hilfe von Wasserdruckpressen bis zu etwa 1900 atm Belastung¹⁹⁸.

Die *Stützweite* war etwa 36,5 m, bei einem Pfeil von 1 : 10. Die Bahn hing an fünf *doppelsträngigen Tragketten*, zwischen denen in der Brückenmitte nebeneinander zwei Straßen (je 3,7 m) und außerhalb je ein Fußweg (1,5 m) lagen. Die Tragketten führten über entsprechend gekrümmte Sättel der 7 m hohen gußeisernen, durch Schmiedeisen verstärkten Portale (Fig. 435). Jedes Hauptglied eines der zehn Kettenstränge war etwa 1,5 m lang, aus Rundeisen von 28 mm Stärke, mit *geschweißten* Augen gebildet. Die 16 cm langen, ringförmigen Kuppel-

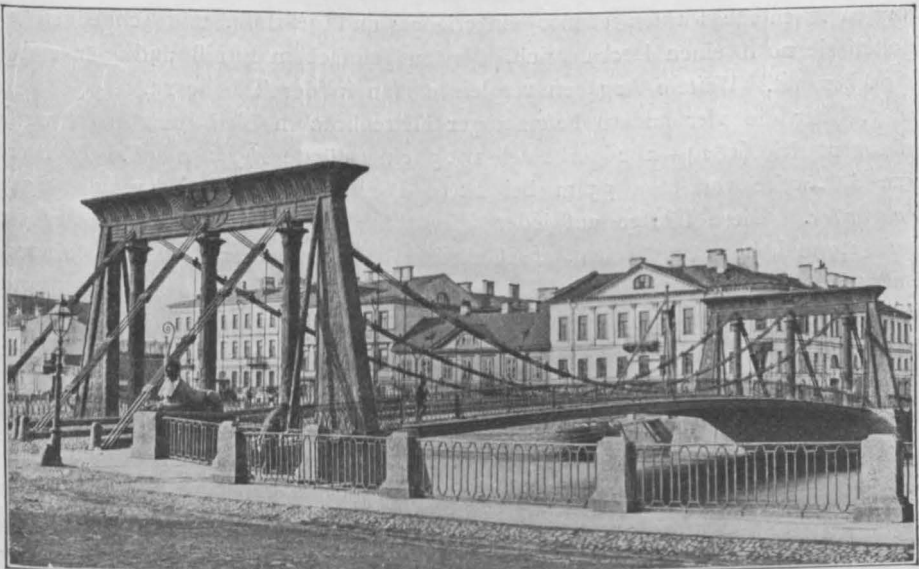


Fig. 436. Die Ägyptische Brücke über die Fontanka in St. Petersburg. 1824—1826.
Ist 1905 eingestürzt.

glieder wurden aus 25 mm starkem Quadrateisen gefertigt und durch 50 mm Bolzen verbunden. Die *Rückhaltketten* neigen sehr stark zur Lotrechten und haben Glieder aus 50 mm starkem Quadrateisen. Sie stützen sich auf gußeiserne Wurzelpfatten in granitnen Widerlagsschächten.

Jede 25 mm dicke *Tragstange* trägt am obern Ende Gewinde mit halbkugelförmiger Mutter und diese greift in die entsprechende Vertiefung eines gußeisernen Sattels, der oben auf dem Kuppelgliede ruht. Dadurch wird das selbsttätige Lotrechtstellen der Tragstangen befördert. Ihre untern Enden laufen gabelförmig aus. Außerdem waren sie unter dem mittlern Doppelstrange mit Stellgliedern für die Längenausgleichung versehen. Ihre Gabelenden umfassen

¹⁹⁸ Über die Kettenbrücken und die Festigkeit des bei ihrem Bau angewendeten Eisens. Verhandl. des Vereins zur Beförderung des Gewerbesleißes in Preußen. 1826. S. 126.

schmiedeiserne, über die Brückenbahn durchlaufende Schienen, auf denen — in Abständen von 1,6—1,9 m — hölzerne Querträger ruhen. Diese tragen doppelten Bohlenbelag und sind an ihren Hirnenden in Langbalken verzapft, die im Mauerwerk der Widerlager befestigt liegen. Zur Versteifung der Fahrbahn dienen außerdem noch vier (die Wege voneinander trennende) *Spurbalken*.

Zum Schutze gegen Nässe und sonstige Witterungseinflüsse wurden die Rückhaltketten, soweit sie im Mauerwerk liegen, mit einem aus Öl und Ziegelmehl bestehenden Gemenge eingerieben und darauf mit einem Firniß aus Seife, Wachs und Leinöl überzogen. Nachdem dies geschehen war, umwickelte man diese Kettenteile mit Flanell, der mit dem erwähnten Firniß getränkt war, und füllte schließlich den Raum zwischen Ketten und Mauerwerk durch Wachs aus. Alle übrigen Eisenteile wurden ebenso eingerieben und gefirnißt, und schließlich erhielten sie noch einen Deckanstrich, der aus einfachem Firniß und glänzendem Lack bestand. Weitere Angaben vergleiche man in der Tabelle 15.

3. Über die vier andern Petersburger Kettenbrücken bleibt nur noch wenig zu sagen: Die (1824—1826 erbaute) 1905 eingestürzte *Ägyptische Brücke* besaß eine Stützweite von etwa 55 m bei 1:10 Pfeil und nur drei doppelsträngige *Tragketten*. Diese führten auf jeder Uferseite über bewegliche Rollenlager der drei (1,9 m hohen) ägyptischen, aus Gußeisen bestehenden und durch gußeisernes Quergebälk verbundenen Säulen (Fig. 436). Dadurch bildete man je ein Portal für zwei Fahr- und zwei Fußwege. Die *Rückhaltketten* waren innerhalb des Mauerwerkes von einem gußeisernen, mit einer Mischung von Wachs und Teer angefüllten Röhre umschlossen. Im übrigen gleichen die baulichen Einzelheiten, der 1825—1826 erbauten Brücke, denjenigen der Panteleimonsbrücke.

Die *Moikabrücke* (aus dem Jahre 1824) besitzt etwa 36 m Stützweite, bei 1:18 Pfeil und vier *Tragketten*, die im Scheitel bis auf den Fußweg hinabreichen. *Tragketten* und *Rückhaltketten* sind gleichquerschnittig, doch führen diese — wegen Mangel an Platz — über Quadranten der gußeisernen Stützpfeiler lotrecht ins Widerlager. Ein Hauptglied der Ketten wechselt hier mit *zwei* Kuppelgliedern, von denen die in der Nähe der Stützpfeiler liegenden (wie bei der Suzannebrücke, Fig. 290, S. 263) für *Längenausgleichungen* eingerichtet sind.

Die beiden ebenfalls 1825—1826 erbauten *Fußstege über den Katharinenkanal* zeigen ziemlich gleiche Anordnung. Bei dem einen kommen die beiden *Tragketten* auf jeder Uferseite aus dem Rachen eines sehr dünn gegossenen *Löwen*; bei der andern tritt an dessen Stelle ein *Greif*. Daher die Namen der Brücken. Im Innern eines Löwen oder Drachen ist ein gußeiserner Quadrant angebracht, über welchen die Rückhaltkette lotrecht durch ein Gußeisenrohr zu ihrer Verankerung führt. Zwischen den Holzquerbalken der Bahn sind *Andreaskreuze* angebracht, die bei den übrigen beschriebenen Brücken fehlen. Weitere Angaben vergleiche man in der Tabelle 15.

4. An dieser Stelle soll noch über zwei bemerkenswerte französische Entwürfe großartiger Kettenbrücken kurz berichtet werden, die unter dem Eindrucke der erfolgreichen Herstellung der genannten Petersburger Brücken entstanden sind. Das waren der Entwurf des Generalmajors BAZAINE, der Majore LAMÉ und

CLAPEYRON¹⁹⁹ für eine 311,5 m weit gespannte Kettenbrücke über die Nawa, sowie ferner der Entwurf des Generalmajors JANISCH²⁰⁰ für eine Kettenbrücke über den Kotoroslefluß in Jaroslawle.

LAMÉ und CLAPEYRON waren jene Ingenieur-Offiziere, die im Jahre 1826 in Petersburg zum ersten Male die Hilfsmittel von Krafteck und Seileck benutzten, um Kettenlinien²⁰¹ graphisch darzustellen (St. II. 50a und III. 62a1). Die von JANISCH entworfene Brücke sollte nahe seiner Mündung in die Wolga über den Kotorosle führen. Es waren drei Öffnungen vorgesehen, von denen die mittlere auf 46,5 m Weite bemessen war, während die beiden seitlichen, bei einem Pfeilverhältnis von 1:10, je etwas mehr als die Hälfte davon überspannen sollten. Beide Entwürfe sind nicht zu ihrer Verwirklichung gelangt. Nähere Angaben vergleiche man in der Tabelle 15 und bei MALBERG²⁰².

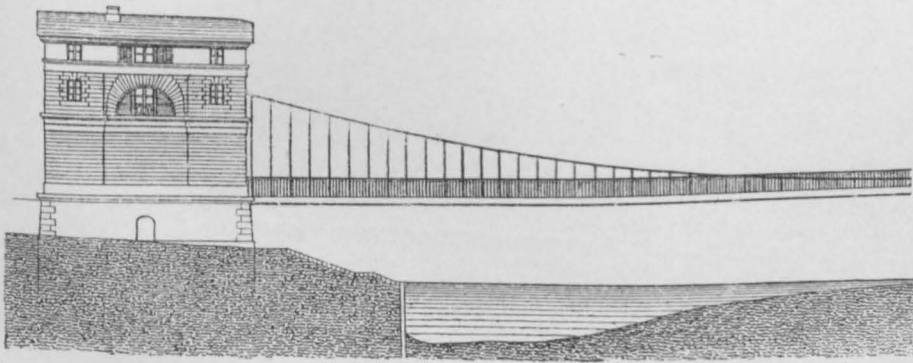


Fig. 437. Ansicht des Karlskettensteges über den Donaukanal in Wien. 1828.

79. Der Karlssteg über den Donaukanal und die Wienflußbrücken in Wien (1827—1830).

1. Seit dem Jahre 1824 bestand mit Allerhöchster Genehmigung in Wien eine Aktiengesellschaft für den Bau von Kettenbrücken, die — aufgemuntert durch die erfolgreiche Vollendung der zwischen der Vorstadt Landstraße und dem Prater errichteten *Sophienbrücke* (76) — schon im Jahre 1827 den Bau einer zweiten Kettenbrücke über den Donaukanal unternahm. Die Eröffnung dieser Fußgängerbrücke — der *Karlssteg*²⁰³ — erfolgte am 16. Juni 1828, in Erinnerung an den Einzug des Kaisers nach vollendetem siegreichen Feldzuge gegen Napoleon I. Aus gleichen

¹⁹⁹ Bulletin des sciences technologiques par M. L. B. FERRUSAC. Bd. V. 1826. S. 256 und Bd. VIII. 1827. S. 86. — Annales des Mines. 1825. 5. Lieferung. S. 265.

²⁰⁰ Journal des voies de communication. Petersburg. 1831. Nr. 20. S. 1.

²⁰¹ Journal des voies de communication. Petersburg. 1826. S. 35 und 1827. S. 44.

²⁰² MALBERG, Historisch-kritische Bemerkungen der Kettenbrücken. Zeitschrift für Bauwesen. 1859. S. 565.

²⁰³ IGNAZ EDLER VON MITIS, Die Karlsbrücke oder Beschreibung der ersten Stahlkettenbrücke in Wien. Wien. 1829.

Gründen, wie bei der Sophienbrücke, wurde der Karlssteg schon 1870 wieder abgetragen. Er hat insofern eine geschichtliche Bedeutung, als er (soweit bekannt) der erste eiserne Brückenüberbau war, bei welchem *Stahl für das Haupttragwerk* verwendet worden ist.

Die Fig. 437—439 geben Ansicht, Querschnitt und Einzelheiten der Brücke. Nach dem Entwurfe von VON MITIS erhielt sie etwa 95 m Stützweite, bei etwa 6 m Pfeil und 3,5 m Breite ihres Steges. Die Bahn wurde von zwei Ketten, je eine zu jeder Bahnseite, getragen (Fig. 438), deren Querschnitt abwechselnd aus vier und fünf nebeneinander liegenden — und durch 7 cm starke Bolzen verbundene — Kettenglieder gebildet worden ist (Fig. 439). Eine Beweglichkeit der Kettenstützpunkte war nicht vorgesehen. Die Rückhaltketten verlaufen von den 95 m weit voneinander liegenden Stützpunkten aus — ähnlich wie bei den (76) beschriebenen russischen Kettenstegen und der Rudolfsbrücke (Fig. 440) — in einen

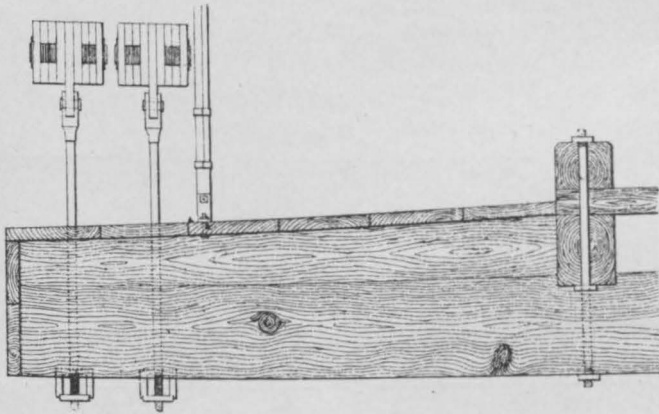


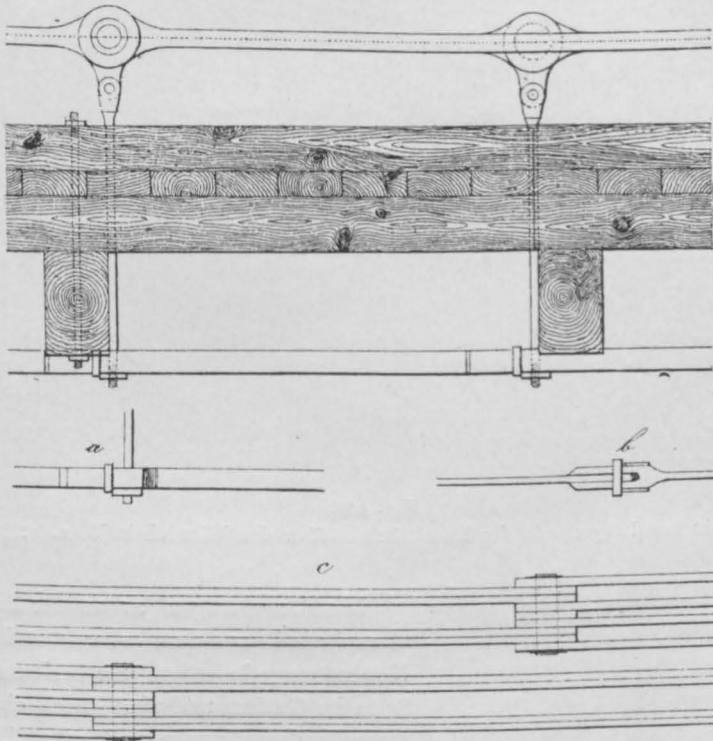
Fig. 438. Einzelheiten der Ketten und der Fahrbahn des Karlssteges in Wien.

Viertelkreisbogen, von etwa 9 m Halbmesser, bis zu den aus den Ankerschächten lotrecht aufsteigenden Ankergliedern, mit denen ihr Ende verbolzt ist. Das untere Ende der vier etwa 2,6 m langen *schleifenartigen* Ankerglieder wurde durch einen etwa 1 m langen, starken Bolzen in den Werksteinen der Widerlagerunterbauten befestigt.

Der Querschnitt eines Kettengliedes beträgt bei den vierteiligen Strängen $5,3 \times 2 = 10,6 \text{ cm}^2$, bei den fünfteiligen entsprechend weniger. Jedes Glied der vierteiligen Kette ist durch Belastung mit 34 t, der fünfteiligen mit 28 t geprüft worden, also bis auf eine Spannung von etwa $3,3 \text{ t/cm}^2$. Das Eigengewicht der Brücke wird mit 45 t angegeben. Dies geringe Gewicht führte bedeutende Schwankungen der Fahrbahn und Kette herbei, so daß der Steg bei Stürmen gesperrt werden mußte, weil man für seinen Bestand fürchtete. Deshalb wurde er 1870 abgetragen²⁰⁴. Fast an der nämlichen Stelle wurde 1886 die Stephanienbrücke gebaut (§ 11).

²⁰⁴ WINKLER, Technischer Führer durch Wien. 1873. S. 26.

2. Die erste Wiener Kettenbrücke für Fahrverkehr war die in der Verlängerung der Kettenbrückengasse belegene *Rudolfsbrücke*, die über den Wienfluß führte und 1827—1828 (nach dem Entwürfe von ROBAUSCH) gleichzeitig mit der Karlsbrücke gebaut wurde. Sie hatte eine Öffnung von 26,4 m Weite, bei etwa 2 m Pfeil und 6,8 m Breite zwischen ihren Tragketten und besaß außerhalb der Ketten auf jeder Seite noch einen 1,9 m breiten Fußsteig. Die Fig. 440—444 geben Ansicht, Längsschnitt und Einzelheiten der Rudolfsbrücke.



a, b Verbindung der Hängestangen mit den Tragschienen der Fahrbahn.
c Kettengurt-Grundriß.

Fig. 439. Längsschnitt der Ketten und Hängestangen des Karlssteges in Wien.

Die Brückenbahn wird von vier Kettensträngen getragen, von denen zu jeder Bahnseite zwei — im Abstände von 32 cm — übereinander liegen. Jeder Strang zählt vier Flacheisenglieder (Fig. 441), von denen diejenigen der Tragketten etwa 5 cm hoch und 2,5 cm breit sind. Ihre Länge beträgt zwischen den Bolzenlöchern mit Ausnahme der beiden letzten Glieder im obern und des letzten Gliedes im untern Strange 2,2 m.

Die *Verankerung* ist ähnlich ausgeführt, wie bei der Karlsbrücke (Fig. 440). Die untersten Glieder der Rückhaltketten sind durch 1,26 m lange und 13 cm starke Bolzen mit dem Mauerwerk verankert, wie es die Fig. 444 näher erläutert.

Dabei erfolgt die Druckübertragung auf das Mauerwerk mit Hilfe von zwei Gußeisenplatten (von 63 cm Länge, 85 cm Breite und 13 cm Dicke), in welche die Bolzenenden von unten hineinfassen. Um den Druck möglichst gleichmäßig zu übertragen, ist zwischen den zylindrischen Berührungsflächen von Bolzen und Platten je eine Bleiplatte eingelegt.

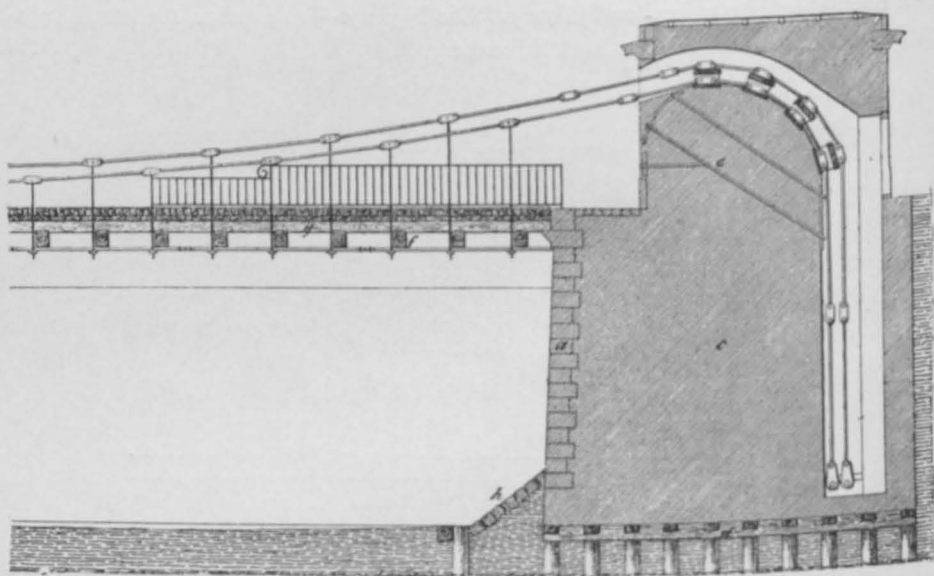


Fig. 440.

Ansicht und Längsschnitt der Rudolfsbrücke über den Wienfluß in Wien. 1828.

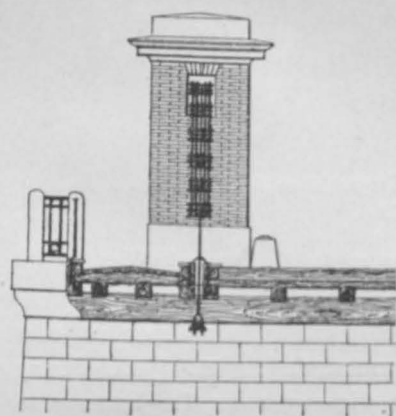


Fig. 441. Querschnitt der Rudolfsbrücke.

Die Hängestangen (21 an der Zahl) sind abwechselnd an dem obern und untern Kettenstrange befestigt. Sie besitzen 2,6 cm Seite im Geviert und sind durch ein oberes Auge an dem Strange und mit Hilfe eines untern, mit Gewinde versehenen, Gabelendes an die Fahrbahn angeschlossen (Fig. 443). Das Eigengewicht der Brücke wird mit 70 t angegeben. Für die Verkehrslast wurde Menschengedränge mit 265 kg/m^2 gerechnet. Gesamtlast also etwa 140 t.

Nach erfolgter Aufstellung des Überbaues nahmen die Ketten eine größere Pfeilhöhe als die im voraus berechnete an, so daß die Fahrbahn in ihrer Mitte etwas durchhing. Diesen Übelstand beseitigte man mit Hilfe der Schraubengewinde an den Gabeln der Hängestangen (Fig. 443). Bevor die Brücke für den Verkehr freigegeben wurde, zeigten die Rückhaltketten der Verankerung keine Spannung, weil die Kettenreibung auf den

Mauerflächen hinreichte, um die Bogenkraft zu überwinden. Als aber die Brücke in Betrieb genommen wurde und die Rückhaltketten in Wirksamkeit traten, gab sich dies durch ein knallartiges Geräusch zu erkennen, was wohl von plötzlichen Formänderungen im Verankerungs-Mauerwerk verursacht worden ist. Denn man beobachtete später — ähnlich wie SCHNIRCH bei der Marchbrücke — ein Setzen und ein nach der Brückenmitte hin erfolgtes Neigen der Stützpfiler, was eine

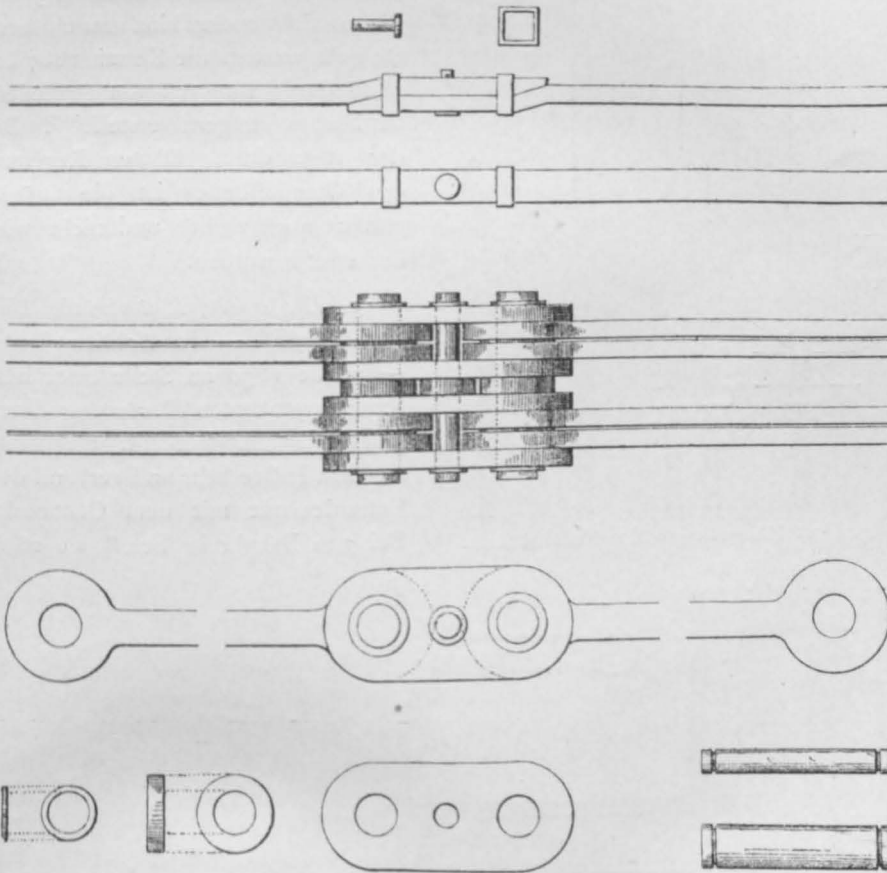


Fig. 442. Ketten der Rudolfsbrücke.

abermalige Vergrößerung der Pfeilhöhe der Ketten und einen entsprechenden Bahndurchhang — bis zu etwa 20 cm — zur Folge hatte. Auch dieser Übelstand wurde durch Kürzen der Hängestangenlängen beseitigt, nachdem man vorher — im Frühjahr 1829 — einen klaffenden Riß in den Stützpfilern geschlossen hatte. Im Laufe der Zeit konnte die Brücke aber dem wachsenden Verkehre nicht mehr mit der erforderlichen Sicherheit Stand halten. Bei einer 1886 vom Stadtbauamt vorgenommenen Untersuchung erwiesen sich zwar die Verankerungen noch in gutem Zustande, jedoch fand man über einem Stützpfiler eines der Kettenglieder gebrochen. Der Schaden wurde verbessert,

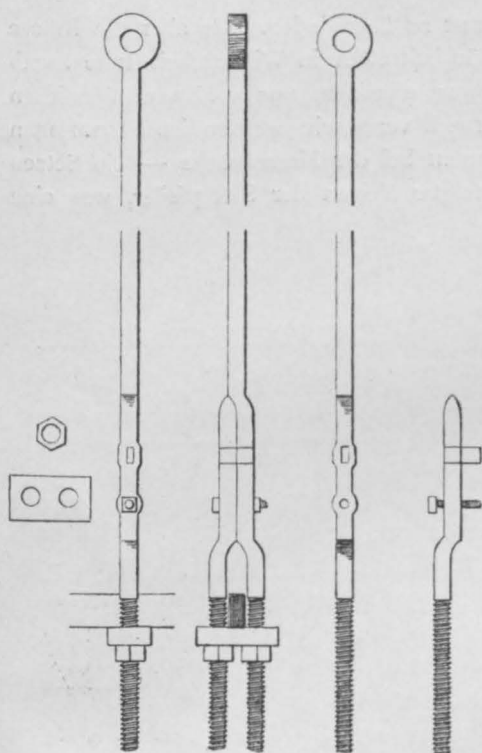


Fig. 443. Hängestangen der Rudolfsbrücke.

aber die Stadtverwaltung verbot von dieser Zeit ab den Verkehr von schweren Lastwagen und das Schnellfahren auf der Brücke. Als dazu die Notwendigkeit eintrat, ein Pferdebahngleis auf die Brücke zu legen, war eine gründliche Verstärkung des Baues nicht mehr hinauszuschieben. Deshalb wurden die Ketten 1887 bis 1888 durch Einlegen von gegliederten Fachwerkträgern versteift²⁰⁵. Bei der 1890 durchgeführten Regelung des Wienflußbettes ist die Brücke endlich abgebrochen und nicht wieder ersetzt worden.

3. Die zweite Kettenbrücke über den Wienfluß — der Schikanedersteg — wurde 1830 an Stelle eines hölzernen sogenannten Theatersteges durch JOSEPH JÄCKEL¹⁹² erbaut. Sie diente nur dem Fußverkehr und verband den Getreidemarkt mit dem Obstmarkt. Bei 3 m Bahnbreite besaß sie 26 m

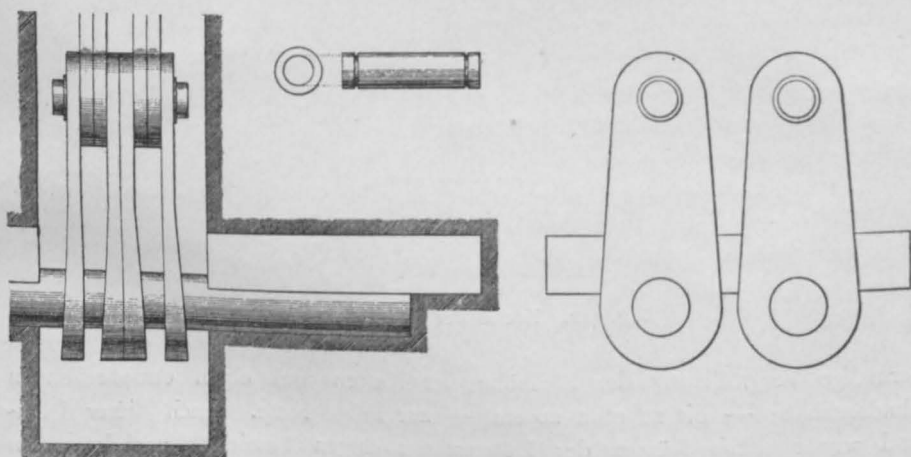


Fig. 444. Verankerung der Ketten der Rudolfsbrücke.

Stützweite und 1,72 m Pfeil. Die Stützpfeiler (Fig. 445) erhielten in ihrer Ansicht Halbkreisform, über welche die Rückhaltketten nach ganz *unzugänglichen*

²⁰⁵ ZAMPIS, Die Verstärkung der Rudolfs-Kettenbrücke über den Wienfluß. Zeitschrift des Österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1888.

Wurzelverankerungen führten, während diese bei den übrigen Wiener Kettenbrücken durch Schächte und Treppen zugänglich gemacht waren. Ebenso wie die Rudolfsbrücke ist auch der Schikanedersteg bei der Regelung des Wienflußbettes (1890) abgebrochen und nicht wieder ersetzt worden.

80. Die ersten Kettenbrücken Frankreichs (1827—1835).

1. Von den ersten Drahtkabelbrücken Frankreichs und den ersten Kettenbrücken auf französischem Boden (auf der Insel Bourbon) war bereits die Rede (58), ebenso von dem verfehlten Unternehmen, die Seine in Paris in der Achse des Invalidenhauses durch eine Kettenbrücke (nach NAVIERS Entwurf) zu überspannen (59). Weil nun der Stadt Paris sehr daran lag, sowohl in der Nähe des Invalidenhauses, als auch des Stadthauses neue Seineübergänge zu erhalten, so erteilte die Regierung dazu den Unternehmern, die den Bau der alten Brücke übernommen und diese 1826 auch wieder beseitigt hatten, im Jahre 1827 eine neue Berechtigung. Um diese Zeit war die Hammersmithbrücke bei London (73) bereits eröffnet. Deshalb wurde der künftige Bauleiter der neuen Seineübergänge — Ingenieur DE VERGÈS — zum Studium jener Brücke nach England geschickt.

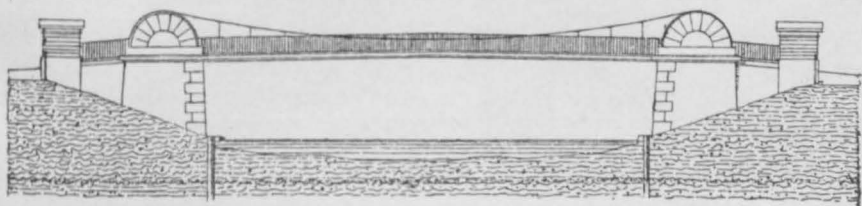


Fig. 445. Ansicht des Schikanedersteges über den Wienfluß in Wien. 1830.
Wurde 1890 abgebrochen.

So kam es, daß die erste Kettenbrücke Frankreichs, die neue Invalidenbrücke in Paris, im wesentlichen nach dem Muster der Hammersmithbrücke hergestellt wurde.

Die Baustelle der neuen Brücke lag nicht weit vom Invalidenhaus, gerade der Allee d'Antin gegenüber, und ihr Bau vollzog sich in den Jahren 1827—1829. In derselben Zeit wurde, von der nämlichen Unternehmung, auch ein *Kettensteg für Fußgänger* beim Stadthause über die Seine geführt. Beide Kettenbrücken haben *keine lange Dauer* bewiesen; die Invalidenbrücke wurde schon 1853, die *Passerelle de Grève* (beim Stadthause) ein Jahr später beseitigt, also nach nicht mehr als einem Vierteljahrhundert ihres Bestehens. Die eiserne Invalidenbrücke wurde (1854—1855) durch einen Steinbau ersetzt, wobei ein Mittelpfeiler neu herzustellen war, während im übrigen die beiden Pfeiler und die Widerlager der Kettenbrücke benutzt und entsprechend umgebaut werden konnten. An Stelle des Stadthaus-Kettensteges steht heute die gußeiserne Arcolebrücke (§ 10).

Wie sehr die neue Invalidenbrücke in allen ihren Einzelheiten eine etwas mangelhafte Nachbildung ihrer englischen Vorläuferin gewesen ist, erkennt man schon aus der Tatsache, daß die (73) erwähnten kleinen Unregelmäßigkeiten in dem Verhältnis der Weiten von Mittel- und Seitenöffnungen, die bei der Themsebrücke durch die Geländergestaltung bedingt wurden, bei der Seinebrücke scheinbar

gedankenlos nachgeahmt worden sind. So erhielt die neue Invalidenbrücke eine Mittelöffnung von 72 m Stützweite und zwei Seitenöffnungen, von denen eine etwa 25 m, die andere 24,5 m Lichtweite erhalten hat.

2. Noch vor der Eröffnung der neuen Invalidenbrücke in Paris (1829) begann man in Frankreich mit dem Bau einer zweiten Kettenbrücke. Das war die durch den Ingenieur P. D. MARTIN, in den Jahren 1828—1831, erbaute Garonnebrücke

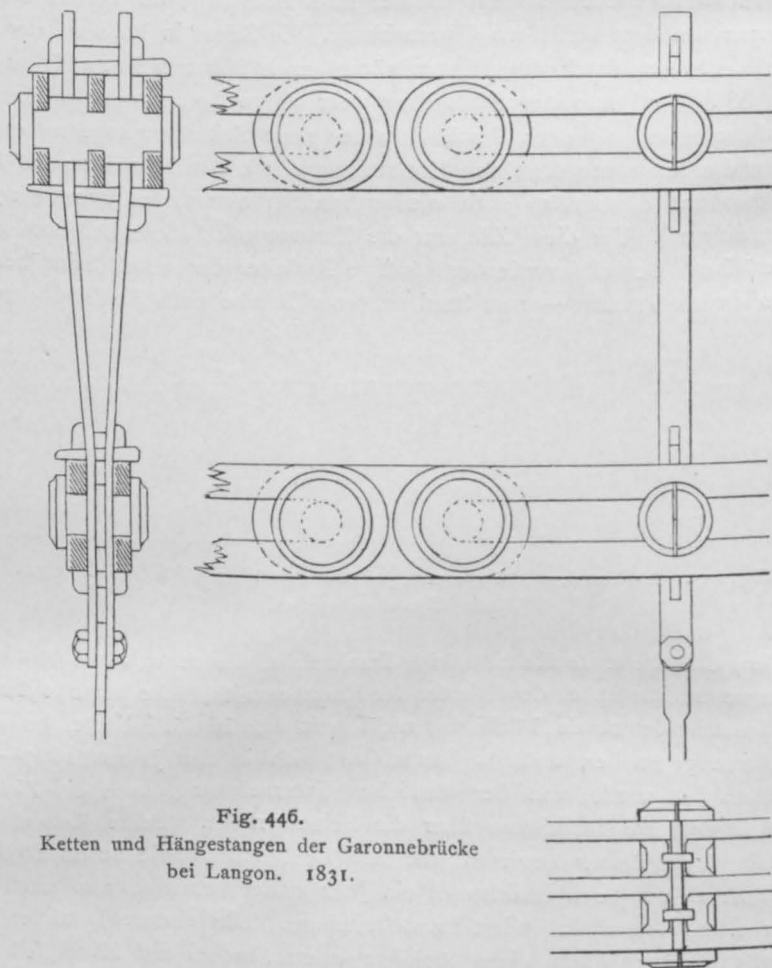


Fig. 446.
Ketten und Hängestangen der Garonnebrücke
bei Langon. 1831.

in Langon (im Département de la Gironde). Sie liegt in der Straße von Montauban nach Bordeaux, die über Toulouse, Moissac und Agen führt. Die Vorarbeiten für den Bau und die Vergebung dauerten über vier Jahre. Die ersten Entwürfe betrafen zwei Brücken, eine mit nur einer Öffnung von 180 m und die andere mit zwei Öffnungen von je 100 m Weite. Bei der Rückgabe der geprüften Entwürfe (1825) verfügte das Straßen- und Brückenbauamt im wesentlichen das Folgende:

1. Die Ketten sollen auf den Tragfeilern *festliegen* und dort keine ein *Gleiten* der Ketten gestattende Stützung erhalten.
2. Die höchstzulässige Spannung der Ketten soll kleiner als $1,0 \text{ t/cm}^2$ sein.
3. Gegen Schwanken der Brückenbahn sollen *Gegenketten* (58) angebracht werden.
4. Die Kuppelungen der Kettenglieder sollen deren wagerechte Schwingungen verhindern.

Außerdem wurde die Vorlage des Entwurfes einer steinernen Brücke gefordert, um entsprechende Kostenvergleiche zu erhalten. Im daraufhin vorgelegten dritten Entwurfe stellten sich die Kosten

für die *Kettenbrücke* (mit 200 m lichte Durchflußweite) auf 640 000 Mark,
 » » *Steinbrücke* (9 Bogen von je 30 m Lichtweite) » 880 000 » .

Die Kosten der Steinbrücke wurden bei der Nachprüfung auf 800 000 Mark endgültig festgestellt. Ein letzter Entwurf für eine Kettenbrücke wurde 1827 für die Vergabe ausgeschrieben. Aber kein Unternehmer meldete sich. Erst als das Straßen- und Brückenbauamt bei verschiedenen scharfen Bedingungen der Ausschreibung etwas nachgelassen hatte, bildete sich im Oktober 1828 eine Baugesellschaft, der dann die Herstellung der Kettenbrücke übertragen wurde.

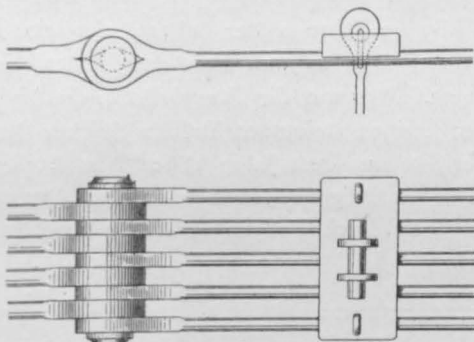


Fig. 447. Ketten und Hängestangen der Brücke d'Aréole über die Garonne. 1835.

3. Man hatte sich, nach gründlicher Überlegung der verschiedenen möglichen Fälle, für drei Öffnungen entschieden, von denen die mittlere 80 m, jede der Seitenöffnungen 60 m Weite erhielt, bei einem Pfeil von 1:10. Die *Tragketten* führten auf Mittel- und Landfeilern in zwei Reihen über *unbewegliche* gußeiserne Sättel. In jeder der beiden (5,4 m voneinander entfernten) Kettenreihen lagen zwei Stränge *übereinander*, die in Abständen von 1,5 m durch senkrecht zu ihrer Richtung angeschlossene Stäbe miteinander verbunden waren (Fig. 446). Jeder Strang bestand aus mehreren nebeneinander liegenden (schleifenartigen) Haupt- und Kuppelgliedern: in den obern Strängen drei, in den untern zwei Glieder, die alle als Flachstäbe von 5,2 cm Höhe und 3 cm Dicke derart geschmiedet waren, daß im Bolzenquerschnitt ihre Augen 7 cm Höhe erhielten. Die Kuppelbolzen waren 8 cm stark. Jeder *Verbindungsstab* der beiden übereinander liegenden Kettenstränge besaß an seinem untern Ende ein Auge. Darin wurde die *Tragstange* verbolzt. Fig. 447 veranschaulicht zum Vergleich die Ketten- und Hängestangenanordnung bei der 1835 gebauten Aréolebrücke über die Garonne.

Die *Rückhaltketten* ruhten auf den Stützfeilern der Landwiderlager auf Rollen in eisernen Sätteln und ihre Verankerung erfolgte oberhalb des Geländers mit Hilfe gußeiserner Balken, von denen die Stützenkräfte durch das Widerlagermauerwerk auf den Untergrund übertragen wurden.

Die Fahrbahn war zwischen stark gebauten und seitlich verstrebtan Geländern 6 m breit. Ihre Decke bestand aus einem 8 cm starken Bohlenbelage, der auf acht durchgehenden Straßenbalken befestigt und mit einer Teer-Kiesschicht bedeckt war. Die Längsbalken ruhten auf Querhölzern, die 1,5 m Abstand voneinander hatten. Von einem Kreuzverbände der Fahrbahn ist in der Beschreibung nicht die Rede. Man vergleiche auch die Tabelle 16 (86).

4. Unter 1 wurde bereits der *Stadthaus-Kettensteg* über die Seine in Paris (Passerelle de Grève) erwähnt, der gleichzeitig mit der neuen Invalidenbrücke zur Ausführung kam, schon vor dieser (1827) eröffnet und 1854 durch die gußeiserne Arcolebrücke ersetzt wurde. Die Einzelheiten dieses Fußgängersteges haben im wesentlichen mit denjenigen der beschriebenen neuen Invalidenbrücke übereinstimmend.

Einige Jahre später (1832), also ein Jahr nach der Eröffnung der Langonbrücke, kam es zum Bau der letzten Kettenbrücke der Stadt Paris über die Seine. Das war die *Bercybrücke*, die bis zum Jahre 1864 gestanden und dann der jetzigen steinernen Brücke gleichen Namens Platz gemacht hat. Nach einem Berichte aus dem Jahre 1860²⁰⁶ muß die Brücke in ihren letzten Lebensjahren recht auffällig geworden sein, denn DULK sagt von ihr, sie erleide schon beim Begehen durch Fußgänger heftige Erschütterungen, das Befahren mit Wagen ver-

ursache auf ihrer Bahn aber so starke Wellenbewegungen, daß sich (namentlich in der Nähe ihrer Pfeiler) durch Senken der Fahrbahn und weiterhin durch deren Heben ganz steile Rampen bildeten. Diese Bewegungen, sagt DULK, seien viel schlimmer als bei irgend einer der von ihm beschriebenen Hängebrücken.

Die *Bercybrücke* besaß drei Öffnungen von je etwa 45 m Weite. Auf jeder Bahnseite lagen vier Kettenstränge, mit Hauptgliedern von etwa 4,7 m Länge und 4,3 cm Durchmesser, die an beiden Enden in *Schleifen* aus-

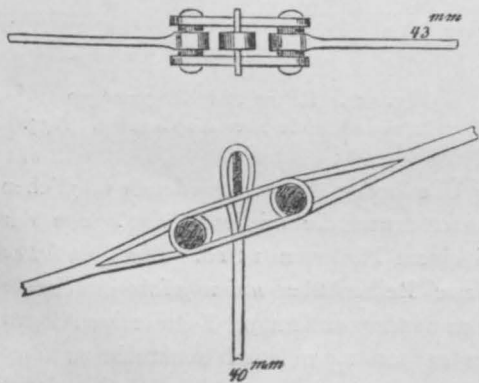


Fig. 448. Kettengurt und Hängestangen der Bercybrücke in Paris. 1832.

liefen und untereinander mit Bolzen verbunden waren, wie es die Fig. 448 veranschaulicht. Über die beiden Kuppelbolzen wurde auf jeder Seite je ein länglicher Ring geschoben, über welchem die 4 cm starken, quadratischen Tragstangen aufgehängt waren. Zu diesem Zwecke ruhte der durch das obere Schleifenende einer Tragstange gesteckte Splint oben auf den beiden Ringen (Fig. 448). Auf das untere Ende jeder Tragstange war eine Eisenplatte geschoben, die durch eine Mutter gehalten wurde und zur Aufnahme von zwei Querbalken der Fahrbahn diente. Querverbände fehlten.

²⁰⁶ DULK, Reisenotizen, Brücken in der Schweiz und in Frankreich betreffend. Zeitschrift für Bauwesen. 1864. S. 152.

8r. Die Kettenbrücke über die Ruhr in Mühlheim (1842—1844).

1. Die Mühlheimer Kettenbrücke²⁰⁷ ist eine der wenigen Brücken dieser Art, die bis auf den heutigen Tag im wesentlichen ihre ursprüngliche Gestalt und Ausstattung bewahrt haben, wie es die Bilder Fig. 449 und 450 veranschaulichen, die ich dem Herrn Oberbürgermeister der Stadt Mühlheim zu verdanken habe. Die auf Staatskosten gebaute Brücke hat drei Öffnungen, eine mittlere von 97,6 m Stützweite bei 1:14 Pfeil und zwei Seitenöffnungen von je 28,25 m Weite. Weitere Zahlen sind in der Tabelle 16 (86) zu vergleichen.



Fig. 449. Inneres der Kettenbrücke über die Ruhr in Mühlheim.

Wie bei der Hammersmith-Brücke (73) dienen die Ketten in allen drei Öffnungen zum Tragen der Bahn. Zu jeder Bahnseite liegen zwei Kettenstränge übereinander, deren Hauptglieder 2,82 bis 3 m lang, 17 cm breit und 2,2 cm stark sind. Die Kuppelglieder sind nur 31 cm lang und 1,6 cm stark. Im Hinblick auf die größere Gefahr des *Abrostens* haben die Glieder der Rückhaltketten, soweit sie in dem Mauerwerk der Widerlager liegen, eine etwas größere Stärke erhalten, als in den Kettensträngen der Mittelöffnung. Die Kuppelbolzen besitzen 6,5 cm Durchmesser.

Die Ketten wurden in dem Werke von EBERHARD HOESCH in Düren hergestellt. Dabei wurden (wie bei der Brücke von Seraing) die beiden Augen mit

²⁰⁷ MALBERG, Die Fabrikation der Ketten für die in den Jahren 1842—1844 gebaute Kettenbrücke über die Ruhr bei Mühlheim. 1849. S. 128 u. 168.

dem Kettenstabe verschweißt, weil man diese Art der Herstellung für die einfachste und für sicher genug hielt. Die Bauverwaltung hatte folgende Proben der fertigen Glieder vorgeschrieben: Kein Glied durfte bei etwa 1500 atm Belastung seines Stabquerschnittes weder in den Augen noch im Stabe eine meßbare, bleibende Längenänderung zeigen. Außerdem mußte es während dieser Probe noch sechs kräftige Schläge mit einem 9 kg schweren Hammer aushalten können. Ausführliche Angaben über die Herkunft und Güte des Ketteneisens, über dessen Formgebung durch Schweißen, Walzen, Stauchen, sowie auch über dessen mechanische Bearbeitung und Prüfung enthält die angegebene Quelle. Auch wird im III. Band der »Vorlesungen«, im Zusammenhange mit anderen Herstellungsarten, davon noch die Rede sein, besonders soweit das Zulegen und die Aufstellung der Kettenstränge (sowie ihr Rostschutz) dabei in Frage kommt.

Als geschichtlich bemerkenswert verdient an dieser Stelle hervorgehoben zu werden, daß die Bauverwaltung anfänglich als Baustoff der Kettenteile ausschließlich *nur im Herde gefrischtes Eisen* (10) zugelassen hatte. Dagegen sprachen sich die an der Vergebung beteiligten Bewerber aus, weshalb auf Veranlassung der Bauverwaltung das Königl. Ober-Bergamt in Bonn zu einem Gutachten darüber aufgefordert wurde, ob im Interesse der Sicherheit die erwähnte Bedingung abgeändert werden könne. Infolge des daraufhin abgegebenen, die gestellte Frage im wesentlichen bejahenden Gutachtens gab die Bauverwaltung der betreffenden Vergebungs-Vorschrift wörtlich folgende Fassung:

»Das Eisen zu den Kettengliedern wird gefertigt aus mit Holzkohlen im Hochofen erblasenem Roheisen, das aber im Puddelofen gefrischt und danach ausgewalzt wird. Solches kommt dann in sechs aufeinanderliegenden Stücken in den Schweißofen und wird unter einem 12000 Pfund schweren Hammer ausgeschmiedet. Nachdem das Eisen dann wieder eine Schweißhitze erlangt hat, wird solches in dazu geeigneten Walzen auf die angegebenen Abmessungen ausgewalzt.«

MALBERG veröffentlichte in der angegebenen Quelle auch höchst beachtenswerte Versuchsergebnisse über die Sicherheit der *angeschweißten Augen*. Er schildert zuerst die wohlbekannten Nachteile geschweißter Kettenglieder, glaubt dann aber, daß man, nach den damaligen Erfahrungen, *bei strengster Überwachung der Arbeiten in Hütte und Werkstatt*, kein Bedenken zu tragen brauche, geschweißte Kettenstäbe zu verwenden. Die von BROWN und BRUNEL erbauten Brücken, ebenso die Invalidenbrücke in Paris, sowie auch die Maasbrücke bei Seraing besaßen ebenfalls durch Schweißen hergestellte Hauptglieder; eine rühmensewerte Ausnahme machte damals nur die Hammersmith-Brücke (73). MALBERG bestätigt schließlich, wie bei seinen Belastungsproben mehrere Kettenglieder, die zu den allererst geschweißten Stücken gehörten, *schadhaft wurden*. Deshalb setzte er Mißtrauen in das Schweißen und sah sich dadurch veranlaßt, über das Verhalten des Eisens beim Stauchen und Schweißen noch besondere Versuche anzustellen. Deren sehr bemerkenswerte Ergebnisse sind in der angegebenen Quelle²⁰⁷ zu vergleichen.

Es zeigte sich, daß die Zugfestigkeit der Kettenglieder in den Schweißstellen gegen 30 Hundertstel kleiner war, als in den vollen Stäben. MALBERG hat nun das große Verdienst, aus diesem bedenklichen Grunde (als Erster) ein Verfahren



Fig. 450. Die Kettenbrücke über die Ruhr in Mülheim. 1842—1844.

angeregt zu haben, das die Möglichkeit bietet, Kettenstäbe (mit ihren Augen) in *einem* ungeteilten Stück *durch Walzen* herzustellen. Das erste Verfahren dieser Art rührt von dem Mechaniker DALEN her, dem Erfinder des ersten Universal-Walzwerkes (14), der auf dem Werke von HOESCH tätig war. Es ist in der angegebenen Quelle ²⁰⁸ veröffentlicht und vollzieht sich in der Hauptsache wie folgt: Man walzt Stäbe, die etwa doppelt so dick und beinahe so breit sind, wie die verlangten Kettenglieder sein sollen. Die auf eine bestimmte Länge rechtwinklig abgeschnittenen Stabenden werden dann nacheinander im Flammofen angewärmt und rechtwinklig zur Richtung der Stabachse auf die verlangte Augenbreite ausgewalzt. Dazu erhalten die gewöhnlichen Plattenwalzen auf ihren Zapfen *Stirnwalzen*, die vor dem Gestell (14) liegen und zwischen denen die Stabenden der Quere nach nahezu auf passende Stärke gestreckt werden. Schließlich werden die wieder angewärmten Stäbe zwischen den Plattenwalzen auf Kettengliedstärke ausgewalzt. Somit erhält man Stäbe, die durch kalte mechanische Bearbeitung genau auf die vorgeschriebenen Abmessungen gebracht werden können. In welcher Weise man heute derartige Kettenglieder aus *einem* Stück herstellt, wird im III. Bande beschrieben werden.

Nach Mitteilungen der Stadt Mühlheim haben sich die Eisenteile der Brücke bisher vorzüglich gehalten. Wenn trotzdem die Brücke in nächster Zeit durch einen Neubau ersetzt werden soll, so liegt dies lediglich an ihrer geringen Verkehrsbreite (7,5 m). Besonders bemerkenswert ist, daß die ursprünglichen hölzernen Längsträger ihrer Fahrbahn später durch engmaschige Fachwerkträger ersetzt worden sind. Das hat die Steifigkeit des Gesamtbaues gewiß wesentlich erhöht. So steht die Brücke heute noch völlig tragfähig da, während alle ihre älteren deutschen Schwestern — die Regnitzbrücke in Bamberg (1829), die Weserbrücke bei Hameln (1836), die Neckarbrücke in Mannheim (1845) — gegen Ende vorigen Jahrhunderts schon abgetragen werden mußten, abgesehen von den österreichischen alten Kettenbrücken (79—80) und vielen ähnlichen Brücken im Auslande.

82. Versteifte Kettenbrücken mit Schrägketten und mit Doppelketten.

1. Alle bisher betrachteten und beschriebenen Kettenbrücken gehören zu den sog. *unversteiften* Hängebrücken. Diese Bezeichnung ist etwas unbestimmt. Denn unter den älteren Kettenbrücken aus der ersten Hälfte des vorigen Jahrhunderts gibt es zwar viele, die weder gegen wagerechte noch gegen lotrechte äußere Kräfte ausreichend versteift waren, es sind darunter aber auch schon einzelne, die nach den beiden angedeuteten Richtungen hin bereits so sachgemäß angeordnet waren, wie es die zur Zeit ihrer Entstehung bekannten baulichen Hilfsmittel gestatteten. Zu diesen besonders tüchtig ausgebildeten und versteiften Bauten rechnen in erster Linie die Brücken über die Menaistraße (56—57), die Hammer-smithbrücke (73) und die Brücke bei Montrose (74). Um deren Steifigkeit zu erhöhen kam allerdings, außer den durch besondere bauliche Mittel erzielten Versteifungen noch ihr hohes *Eigengewicht* hinzu (Tabelle 14 unter 75), das so-

²⁰⁸ R. DALEN, Verfahren, Kettenglieder für Hängebrücken aus *einem* Stücke zu walzen. Verhandl. d. Vereins für die Beförderung des Gewerbefleißes in Preußen. 1847. S. 157.

zusagen als ein *selbsttätiges* Mittel wirkte, um die allein durch Verkehrslasten verursachten Verschiebungen und Schwankungen des Tragwerkes zu mildern. Aber abgesehen vom mittätigen Eigengewichte waren bei jenen Brückenbauten die Hauptmittel der Versteifung — das sind stark gebaute hohe Geländer sowie kräftige durchgehende Längsverbindungen und Kreuzverbände der Fahrbahn — schon angewendet worden, wenn meist auch erst, nachdem man während der ersten Jahre ihres Betriebes die nötigen Erfahrungen dazu gesammelt hatte.

Auch sind bei einigen älteren Kettenbrücken schon gegenseitige *Versteifungen der Kettengurte* in wagerechter und lotrechter Ebene versucht worden, z. B. bei den Brücken von BRUNEL auf der Insel Bourbon (58), wo zu diesem Zwecke zum ersten Male *Gegenketten* und *wagerechte Steifen* in der Tragwandebene verwendet wurden. Ebenso auch bei der Menaibrücke, wo zwischen den Rückhaltketten und dem oberen Mauerwerk der Landpfeiler lotrechte *Zugstangen* gespannt, und außerdem zwischen den Kettensträngen auf beiden Seiten der Tragöffnung liegende gußeiserne Röhren wagerecht eingezogen worden sind. Auch die bei der Menaibrücke nachträglich bewirkte gegenseitige Versteifung der vier übereinander liegenden Stränge jedes Kettengurtes mit Hilfe von lotrecht angebrachten Verbindungsstäben, gehört hierher.

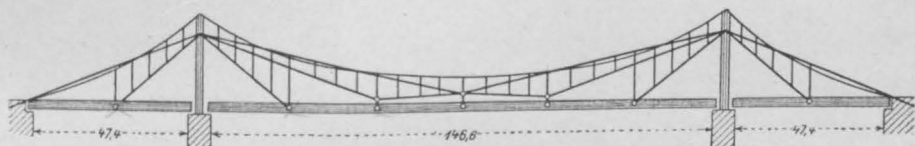


Fig. 451. Franz Josephs-Brücke über die Moldau in Prag. System Ordish-Lefevre. 1868.

Die Erbauer der ältern Kettenbrücken hatten auch bereits erfahren, wie sehr das *Pfeilverhältnis* des Kettenbogens die Größe der lotrechten Schwankungen beeinflusst. Deshalb wählten sie gerne kleine Pfeilhöhen, um durch straffere Spannung der Ketten deren von den Stoßwirkungen der Verkehrslasten verursachten *Schwingungen* möglichst zu verringern. Im II. Bande wird näher nachzuweisen sein, wie mit wachsender Pfeilhöhe auch die *Schwingungsdauer* zunimmt. Wie die Tabellen 14—16 (unter 75 und 85—86) angeben, erhielten die europäischen Kettenbrücken in der ersten Hälfte des vorigen Jahrhunderts im allgemeinen Pfeilverhältnisse, die in der Regel zwischen etwa 1:10,3 und 1:15 schwankten. Das kleinste Verhältnis zeigen die Postbrücke in Petersburg (1:18) und die Rudolfsbrücke in Wien (1:16). In der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts sank das Verhältnis nur ausnahmsweise unter 1:15. Bei der Aspernbrücke in Wien ist das *ungewöhnliche* Maß von 1:24 gewählt worden.

Nach der Reihenfolge ihrer geschichtlichen Entwicklung sind bei den Hängeträgern der Kettenbrücken heute *vier verschiedene Bauarten* zu unterscheiden, je nachdem die Träger mit *Schräggketten*, *Doppelketten*, *Versteifungsträger* oder *Hängesachwerk* ausgestattet werden.

2. Die Anfänge der *Schräggkettenbauart* und die damit gemachten schlechten Erfahrungen wurden (unter 54 und 77) bereits berührt. Das Wesentliche dieser

Bauart beruht im Aufhängen der Fahrbahnträger an geraden, von festen Punkten der Stützpfeiler auslaufenden Zugbändern. Dadurch wird über einzelnen Trägerpunkten ein Dreieckshängewerk gebildet. Dessen lange gerade Zugstäbe hängen aber schlaff und wurden deshalb bei den neueren Bauten durch einen besonderen Kettengurt unterstützt. Fig. 451 veranschaulicht das derart beschaffene Systembild der Hängeträger der 1868 gebauten *Franz-Josef-Brücke* über die Moldau in Prag. Nach seinem Entwurfverfasser wird es heute System *Ordish-Lefevre* genannt, hat sich jedoch schlecht bewährt, weshalb es nach dreißigjährigem Betriebe (1898) außerordentlich verstärkt werden mußte. Dabei sind die ursprüng-



Fig. 452. Albert-Kettenbrücke über die Themse in London. Mittelöffnung 122 m.
System Ordish-Lefevre. 1870—1873.

lich aus Stahlblechen hergestellten Zugbänder durch Drahtseile des Werkes von FELTEN & GUILLEAUME in Mülheim am Rhein ersetzt werden²⁰⁹.

Obwohl die Mängel der Schrägketten-Bauart auf der Hand lagen und seinerzeit bei Gelegenheit des Baues der Franz-Josef-Brücke von REBHANN, FINK u. A. auch schon richtig beurteilt worden sind²¹⁰, so hat man danach doch noch 1873 die *Albertbrücke* über die Themse in London (Fig. 452) und eine Straßenbrücke der Pennsylvaniabahn in Philadelphia gebaut. Bei der Albertbrücke sind anstatt der die Schrägstäbe stützenden Ketten Drahtkabel eingelegt worden.

²⁰⁹ MELAN, Konstruktion der Hängebrücken. Handb. d. Ing.-Wiss. II. Bd. 5. Abt. 3. Aufl. S. 227.

²¹⁰ Vortrag von FINK über die neue Moldaubrücke in Prag. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1868. S. 115.

Eine einzig dastehende Bauart zeigt die (1873) von dem französischen Werke FIVES-LILLE erbaute (61,5 m weite) *Augartenbrücke über den Donaukanal in Wien* (Fig. 453). Ihre Hauptträger sind nach der Schrägkettenbauart gebildet, jedoch ist die von den Ketten erzeugte Bogenkraft durch das *Einziehen eines Druckobergurtes* aufgehoben worden, so daß die Träger eigentlich Balkenträger sind, wenn auch als überzählige Größe die Bogenkraft des Obergurtes zu berechnen ist.

3. Wenn man von den ersten sehr unvollkommenen Anwendungen der Schrägketten bei der Kings Meadow-Brücke (53) und der Saalebrücke bei Nienburg (77)



Fig. 453. Augartenbrücke über den Donaukanal in Wien. Schrägketten mit Druckband. Fives-Lille. 1872—1873.

absieht, so sind die *Doppelketten* das älteste Hilfsmittel zur Schaffung von versteiften Hängeträgern. Die Doppelketten-Bauart hat sich geschichtlich wie folgt entwickelt. Der Architekt R. WIEGMANN, Professor an der Königlichen Kunstakademie in Düsseldorf, schrieb 1836 einen Aufsatz, der erst 1839 zum Druck kam²¹¹. Darin erklärt er seine Idee: »Durch Abschließung von Dreiecken eine Ebene so herzustellen, daß sie ohne vorhergegangene Zerreißung dieser Dreiecke sich nicht in sich selbst verschieben läßt«. Auch zeigt er an vielen Beispielen, wie man das Dreiecksstabwerk im Hoch- und Brückenbau mit Nutzen verwenden kann. Er gibt aber seine Idee nicht etwa als eine große Erfindung aus, sondern

²¹¹ WIEGMANN, Über die Konstruktion von Kettenbrücken nach dem Dreieckssysteme und deren Anwendung auf Dachverbindungen. Düsseldorf. 1839.

sagt, er stütze sich nur auf bekannte Grundlagen, wie sie HÜBSCH²¹² in der eisernen Dachverbindung seines Theaters bereits dargelegt habe. Um dieselbe Zeit, als WIEGMANN obige Idee ausgesprochen hatte, wurde sie auch im Kettenbrückenbau bereits versucht. Das geschah

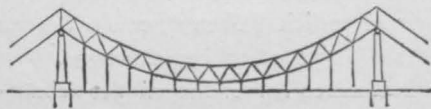


Fig. 454. Doppelketten-Bauart.

1836—1839 durch den hannoverschen Baurat WENDELSTADT (1860 †) beim Bau der *Kettenbrücke über die Weser bei Hameln*. An Stelle der älteren Anordnungen mehrerer Kettenstränge, die in

kleineren Abständen übereinander lagen — und zuweilen durch besondere lotrechte Stäbe miteinander verbunden waren, wie z. B. bei der Langonbrücke (80) — verwendete WENDELSTADT in jedem Hauptlager nur zwei Kettenstränge, zwischen denen er ein versteifendes Dreiecksstabwerk einfügte (Fig. 454). Dadurch wurde jeder der beiden Kettengurte eine *Hängerbogenscheibe*, deren Gurte Kettenstränge bildeten. Obergurt und Untergurt der Scheibe waren auf den Stützfeilern je für sich beweglich gelagert.

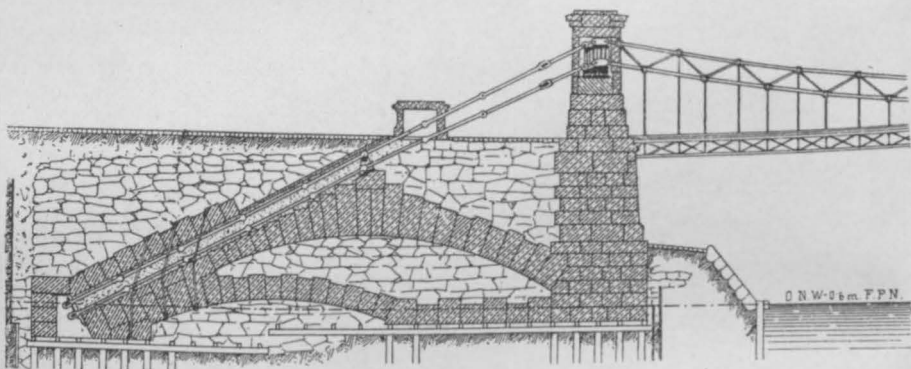


Fig. 455. Längsschnitt durch das Ankermauerwerk der Aspernbrücke in Wien.

Dies *Doppelketten-System* entspricht in seinem statischen Verhalten einem eingespannten Hängerbogen mit elastisch verschiebbaren Stützen. Es ist demnach mehrfach statisch unbestimmt und deshalb in seiner Beweglichkeit stark von Luftwärmeänderungen abhängig. WENDELSTADT hat die von ihm eingeführte Doppelketten-Bauart noch einmal beim Bau einer *Neckarbrücke in Mannheim* verwendet (1842—1845)²¹³. Beide Brücken, sowohl die Weser- als auch die Neckarbrücke, haben sich nicht von langer Dauer erwiesen. Sie sind in den Jahren von 1888 bis 1891 durch Auslegerbrücken ersetzt worden²¹⁴. Erwähnenswert ist noch, daß TELFORD in seinem ersten Entwurf für die *Menaibrücke* (Fig. 274, S. 250) beabsichtigt hatte, sowohl zwischen den beiden Kettensträngen der Hängergurte, als

²¹² HÜBSCH, Entwurf zu einem Theater mit eiserner Dachrüstung. Heidelberg. 1825.

²¹³ Wochenblatt, herausgegeben von Mitgliedern des Arch.-Ver. in Berlin. 1867. S. 37.

²¹⁴ DOLEZALEK, Die Weserbrücke in Hameln. Deutsche Bauzeitung. 1892. S. 97.

auch zwischen den Geländerbalken der Fahrbahn, Andreaskreuze als Versteifungsmittel einzufügen²¹⁵.

Die Doppelketten-Bauart WENDELSTADTS ist noch bei folgenden Bauwerken angewendet worden:

1860—1864	durch SCHNIRCH	bei der <i>Eisenbahnbrücke</i> über den Donaukanal in Wien,
1863—1864	„ SCHNIRCH	„ „ <i>Aspernstraßenbrücke</i> über den Donaukanal in Wien, Fig. 455—456,
1884	„ LINDENTHAL ²¹⁶	„ „ <i>Straßenbrücke</i> im Zuge der 7. Straße in Pittsburgh, Fig. 457,
1888—1890	„ GAYLER,	„ „ <i>Grand-Avenue-Straßenbrücke</i> in St. Louis, Fig. 458.

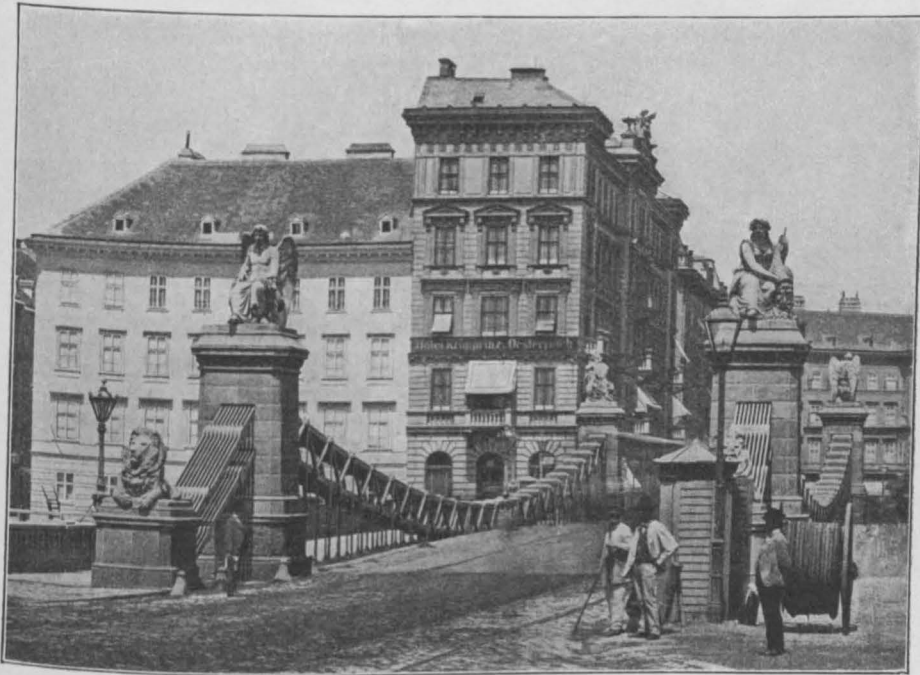


Fig. 456. Aspernbrücke über den Donaukanal in Wien. 1863—1864.

Näheres über die Grundmaße einiger dieser Brücken ist in den Fig. 445 bis 458 und der Tabelle 16 zu vergleichen.

Bei der Donaukanalbrücke hatte SCHNIRCH beide Kettenstränge eines Hängesgurtges über ein gemeinsames Roll-Lager geführt. Dadurch entstanden im Laufe der Zeit gegenseitige Verschiebungen zwischen Ketten und Lager, und infolge dessen sehr ungleiche Spannungen in beiden Ketten. Als dann noch verschiedene

²¹⁵ MEHRTENS, Der deutsche Brückenbau im 19. Jahrhundert. Berlin. 1900. S. 12.

²¹⁶ Engineering News, 1903. II. S. 144 u. 391.

Mängel in den übrigen Einzelheiten des Baues zu Tage traten, wurde die Beseitigung der bereits stark baufällig gewordenen Brücke notwendig. Im Jahre 1884 wurde sie durch eine Balkenbrücke ersetzt. So endete die *erste Eisenbahn-Kettenbrücke der Welt*. Eine Nachfolgerin ist ihr bis heute noch nicht erstanden.

Man vergleiche auch in § 11 den *Entwurf* von LINDENTHAL für eine Hängebrücke über den North River in New-York (mit einer Mittelöffnung von 944 m), bei welchem die *Doppelketten-Bauart* unter Verwendung von Drahtkabel-Ketten in



Fig. 457. Doppelkettenbrücke im Zuge der siebenten Straße in Pittsburgh.
Mit gelenkartigen Anschlüssen an den Stützpfählen und in den Verankerungen.

LINDENTHAL. 1884.

Vorschlag gekommen ist. Der neueste höchst bemerkenswerte *Entwurf* einer Doppelkettenbrücke rührt von der Gesellschaft HARKORT in Duisburg her und hat zum Gegenstande die *Rheinstraßenbrücke in Köln*, deren Bau bevorsteht (Fig. 460). Ansicht und Querschnitte wurden in den Fig. 212—215, auf S. 196 bis 197 bereits gegeben.

83. Kettenbrücken mit Versteifungsbalken und Hängefachwerke.

1. *Kettenbrücken mit Versteifungsbalken* sind sehr selten. Diese Bauart ist bis heute besonders nur beim Bau der Drahtkabelbrücken Amerikas ausgebildet worden und ist von dort aus (49) nach Europa gekommen. Die einzigste neuere europäische Brücke dieser Art ist die *Elisabethbrücke über die Donau in Budapest* (Fig. 462),

heute noch die weitestgespannte *Kettenbrücke* der Welt, die 290 m mittlere Stützweite besitzt. Ihre baulichen Einzelheiten werden im II. Bande dargestellt.

Außer dem Neubau der Elisabethbrücke sind in Europa nur mehrere Verstärkungen älterer Brücken durch Versteifungsträger, sowie auch einige Entwürfe



Fig. 458. Doppelkettenbrücke in der Grand Avenue in St. Louis. Mit drei Gelenken.
CARL GAYLER. 1890.

von neuern versteiften Kettenbrücken zu erwähnen. Dahin gehören das nachträgliche Anbringen von Versteifungsbalken der Fahrbahn bei der Menaibrücke, der Montrosebrücke und der Umbau der Hammersmithbrücke (56, 73, 74), eben-



Fig. 459. Entwurf einer Doppelkettenbrücke über den Rhein in Köln.
HARKORT. 1906.

so auch das Einziehen von eisernen Fachwerken an Stelle der ursprünglichen hölzernen Langbalken bei der Ruhrbrücke in Mühlheim (81). Bemerkenswerte Entwürfe von Kettenbrücken mit Versteifungsbalken kamen bei den Wettbewerben

um die *Rheinbrücken in Bonn und Worms* durch die Gesellschaft *Nürnberg* (Dr. Ing. Baurat RIEPPEL) zur Vorlage. Davon wird in § 11 näher die Rede sein.

Das Aufhängen einer entsprechend steif ausgebildeten Balkenbrücke an Kettengurten (Fig. 462) bezweckt in erster Linie ein Einschränken der Verschiebungen der Kettenknoten auf diejenigen Grenzen, welche durch die unvermeidbaren, elastischen Formänderungen der Kettenglieder bedingt sind. Wird dieser Zweck erreicht, so können auch bei jeder beliebigen Lage der Verkehrslasten alle Hängestangen (an denen die Hauptträger der Balkenbrücke aufgehängt sind) nahezu gleiche Lastanteile erhalten. Dann wird bei neuen Lastlagen die Senkung eines Kettenknotens sich nur wenig ändern. Infolgedessen fehlen die hauptsächlichsten Ursachen zur Entstehung starker Schwingungen.

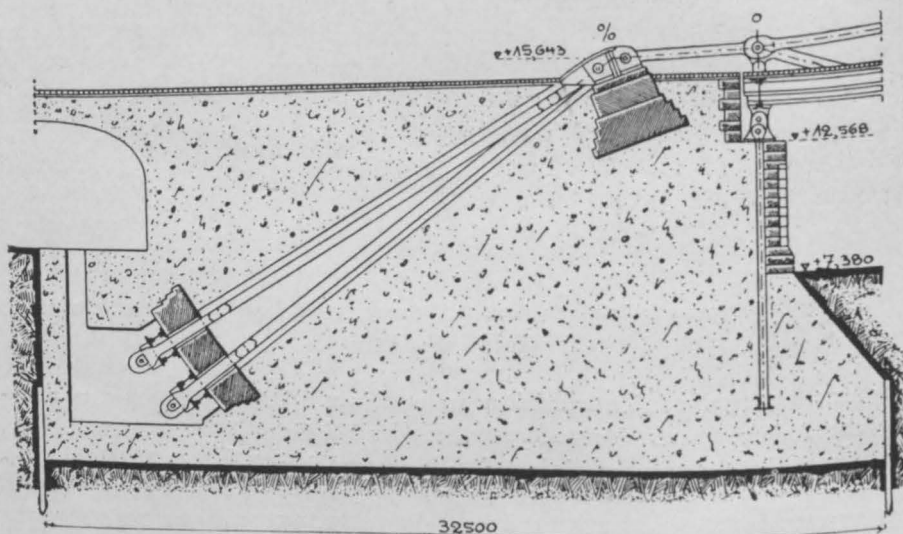


Fig. 460. Verankerung zum Entwurfe der Doppelkettenbrücke in Fig. 459.

In der Regel liegen die Versteifungsträger unterhalb des Hauptbogens. Jedoch können sie den oben umschriebenen Zweck ebenso gut erfüllen, wenn sie oberhalb des Bogens angeordnet werden. Das ist in großartiger Weise geschehen bei der 1876—1877 von HEMBERLE erbauten *Pointbrücke über den Monongahela in Pittsburgh* (Fig. 461), deren mittlere Stützweite 244 m mißt. Daß diese Brücke in der Mittelöffnung außerdem noch mit einem *Scheitelgelenk* ausgerüstet worden ist, berührt den Einfluß der Versteifungsträger nur insofern, als die starke Senkung des Gelenkes unter den Verkehrslasten die Steifigkeit der Fahrbahn beeinträchtigt, wenn auch — wie zugegeben werden muß — das große Eigengewicht der Mittelöffnung mildernd auf die Senkungen und Stöße des Gelenkes einwirken wird. Die Kettengurte der Brücke sind nach der Mittelkraftlinie des Eigengewichts (St. I. 58—59 und St. II. 38) gestaltet. Bei fehlender Verkehrslast ist demnach das Versteifungswerk der Kette, das aus zwei Bogensehnenträgern besteht, ohne Spannung. Sobald aber die Verkehrslast zur Wirkung gelangt, verläßt die

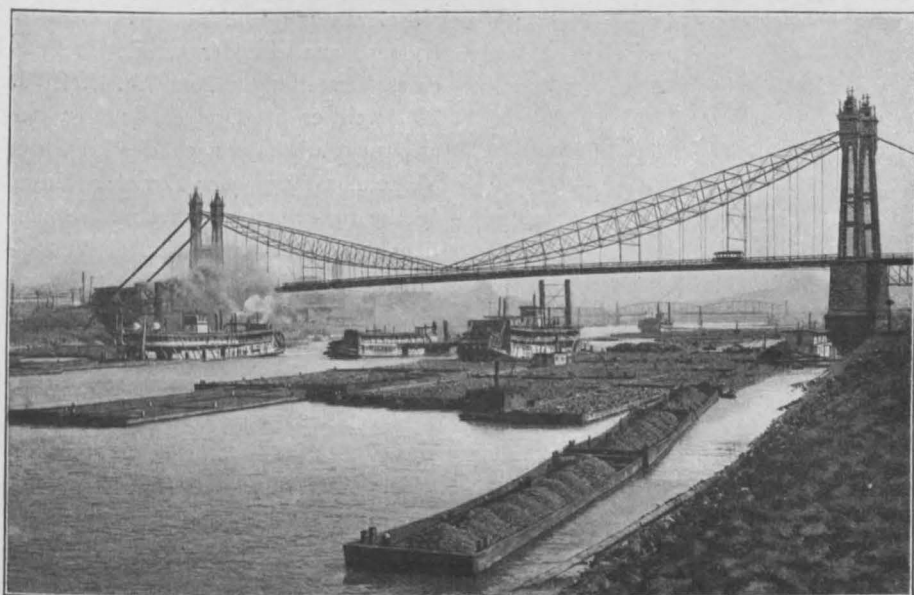


Fig. 461. Pointbrücke über den Monongahela in Pittsburgh.
HEMBERLE. 1877.



Fig. 462. Elisabethbrücke über die Donau in Budapest.
Mittelloffnung 290 m. Weitestgespannte Kettenbrücke der Welt.
CZEKELIUS. 1903.



Fig. 463.

Kettenbrücke über den Tiber in Rom.
1889.

Mittelkraftlinie ihre eben bezeichnete Lage. Dann wird der gerade Obergurt eines Versteifungsträgers (St. II. 27 u. 28), weil er als Dreigelenkträger beansprucht wird, je nach der Lage der Verkehrslast Zug oder Druck erfahren. Wollte man Spannungswechsel vermeiden, so müßte man jedem Versteifungsträger eine *Sichelform* geben, *derart, daß die Mittelkraftlinie für die sog. mittlere Belastung (St. II. 44) mit der Bogenachse zusammenfiele*. Derartig statisch gebildete Sichelformen der Versteifungsträger sind 1889 bei einer *Tiberbrücke in Rom* (Fig. 463) und 1895 in den Seitenöffnungen der *Towerbrücke* über die Themse in London (Fig. 464) zur Ausführung gekommen²¹⁷. Beim Wettbewerb um die

²¹⁷ MEHRTENS, Der deutsche Brückenbau im 19. Jahrhundert. Berlin. 1900. S. 33.



Fig. 464. Towerbrücke über die Themse in London. 1895.



Fig. 465.

Kettensteg zwischen Frankfurt a. M. und Sachsenhausen. 1869.

Rheinstraßenbrücke in Worms legte die Gesellschaft Nürnberg einen Entwurf vor, in welchem die Versteifungsträger ebenfalls oben lagen und Sichelgestalt erhalten haben. Solche *oben liegende* Träger haben nebenbei den Vorteil, daß sie die zwischen Fahrbahnunterkante und dem zu überbrückenden Verkehrswege vorhandene

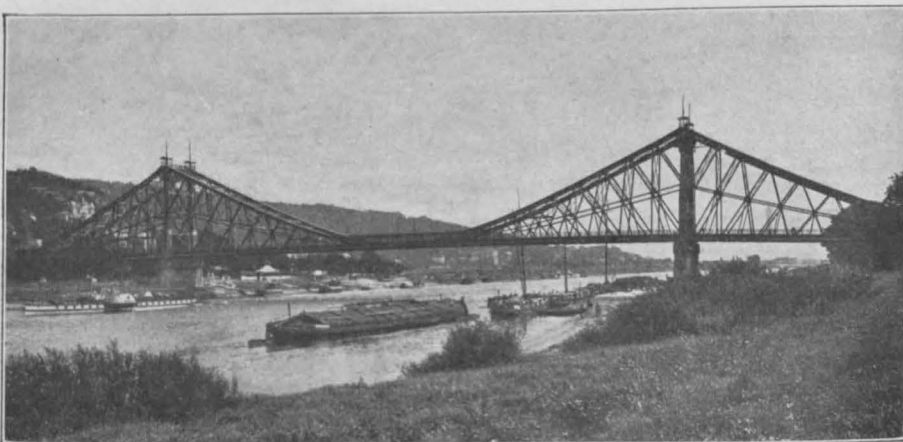


Fig. 466.

Elbebrücke zwischen Blasewitz und Loschwitz. 1893.

Bauhöhe nicht beschränken. Die vorerwähnte Pointbrücke über den Monongahela ist ihres schlechten Bauzustandes wegen 1904 umgebaut und verstärkt worden²¹⁸.

2. Unter *Hängefachwerk* versteht man ein *Streben- oder Ständer-Fachwerk*, dessen *Obergurt der Hängegurt* und dessen *Untergurt der Lastgurt des Hängeträgers* ist. Bei einer durch Hängefachwerk versteiften Kettenbrücke bildet also das Fachwerk den Versteifungsträger. Man könnte demnach das Hängefachwerk

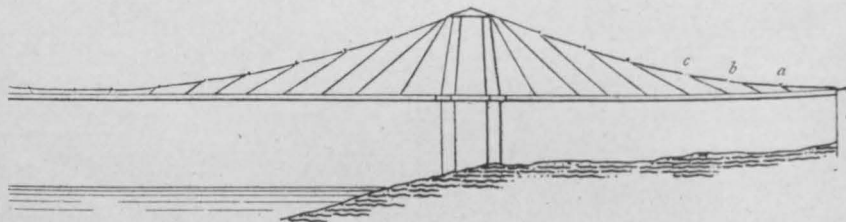


Fig. 467. Kettenbrücke der Bauart DREDGE, 1840.

auch als einen Versteifungsträger erklären, dessen Obergurt mit dem Kettengurt zusammenfällt und an dessen Untergurt die Fahrbahn liegt. Wie der Versteifungsträger so kam auch das Hängefachwerk zum ersten Male beim Bau einer Drahtkabelbrücke zur Anwendung. Auch heute noch dient es hauptsächlich zur Versteifung von Kabelbrücken.

Das erste Hängefachwerk besitzt die 1862 von BARLOW erbaute *Lambethbrücke* über die Themse in London, deren Fahrbahn von zwei Blechträgern unterstützt

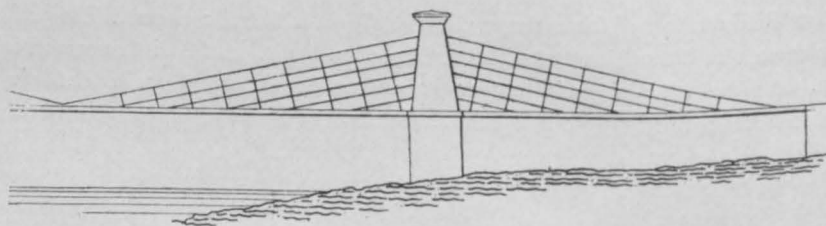


Fig. 468. Kettenbrücke der Bauart HATLEY, 1840.

wird, die an Drahtkabeln aufgehängt sind. Das Hängefachwerk ist *Gegenfachwerk* (St. II. 20 a) und liegt zwischen den Kabeln und den Blechträger-Obergurten. Näheres darüber ist unter 99 zu vergleichen.

Die bestehenden durch Hängefachwerk versteiften *Kettenbrücken* besitzen, mit einer einzigen Ausnahme, keine *gelenkigen Ketten*, sondern *Hängegurte*, die mit den Wandstäben *vernietet* sind. Es sind: der 1869 von SCHMICK gebaute *Kettensteg über den Main* zwischen Frankfurt a. M. und Sachsenhausen (Fig. 465) und die von KÖPCKE und KRÜGER entworfene, 1893 eröffnete *Hängebrücke über die Elbe in Loschwitz* (Fig. 466). Das Fachwerk beider Bauwerke besitzt *drei Gelenke* und ihre Hauptträger

²¹⁸ WHITED, The reconstruction of the Point bridge, Pittsburgh. Engng. news. 1905 I. S. 85.

sind als *umgekehrte steife Bogenträger mit beweglichen Kämpfergelenken* anzusehen und zu berechnen. Soweit bekannt ist die *Hängebrücke auf Bahnhof Gotha (86)* die einzige *Kettenbrücke*, die Hängefachwerk besitzt. Man vergleiche auch § 11.

84. Kettenbrücken besonderer Bauart.

1. Hierher gehören besonders die nur ausnahmsweise zur Ausführung gelangten *Kettenbrücken mit oben liegender Bahn* und die sogenannten *Bandeisen-*

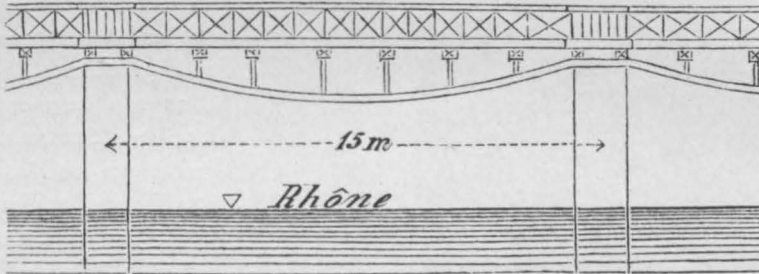


Fig. 469. Ansicht des Pont des Bergues über die Rhône in Genf. 1834.

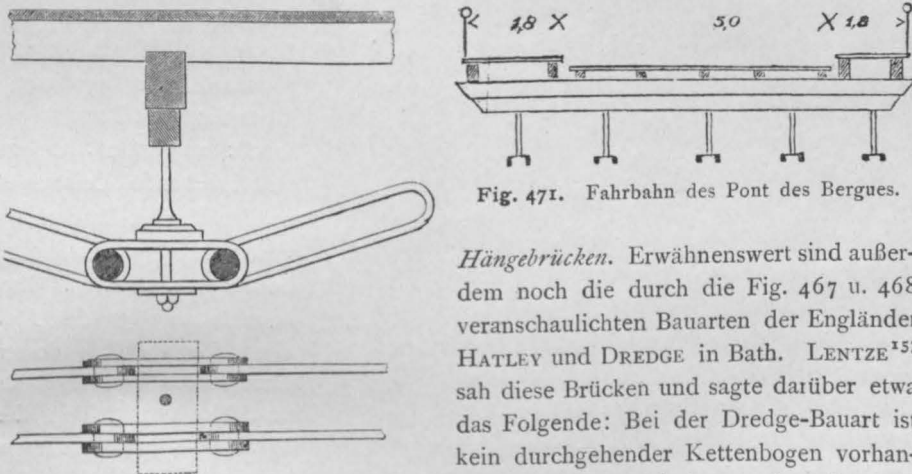


Fig. 470. Kettengurt des Pont des Bergues.

Fig. 471. Fahrbahn des Pont des Bergues.

Hängebrücken. Erwähnenswert sind außerdem noch die durch die Fig. 467 u. 468 veranschaulichten Bauarten der Engländer HATLEY und DREDGE in Bath. LENTZE²¹⁷ sah diese Brücken und sagte darüber etwa das Folgende: Bei der Dredge-Bauart ist kein durchgehender Kettenbogen vorhanden, sondern es sind, von der Mitte der Öffnung ausgehend, die ersten beiden

geraden Schrägstäbe (Fig. 467) bei *a* verbolzt. Vom Knoten *a* aus läuft dann ein Stab zum Knoten *b*, um sich dort mit zwei andern Stäben zu vereinigen und so fort, bis der letzte Stab auf der Pfeilerkrone verankert ist. Das Aufhängen der Bahn an die Pfeiler erfolgt danach statisch bestimmt, aber das Zusammenstoßen der Stäbe in den Knoten geschieht sehr ungünstig unter spitzen Winkeln, weshalb starke elastische Formänderungen und entsprechende Senkungen der Bahn unvermeidlich sind²¹⁹.

²¹⁹ Näheres über die Dredge-Bauart in HANN & HOSKING, The theory, practice and architecture of bridges. I. Supplement. Taf. 87.

Die Hatleybauart (Fig. 468) wendet zum Tragen der Bahn parallele Schrägstäbe an, die untereinander durch Querstäbe verbunden sind. Auch hier schließen die Schrägstäbe unter ungünstig spitzen Winkeln an die Bahn. Außerdem erhöhen die Querstäbe die Unbestimmtheit der Lastverteilung.

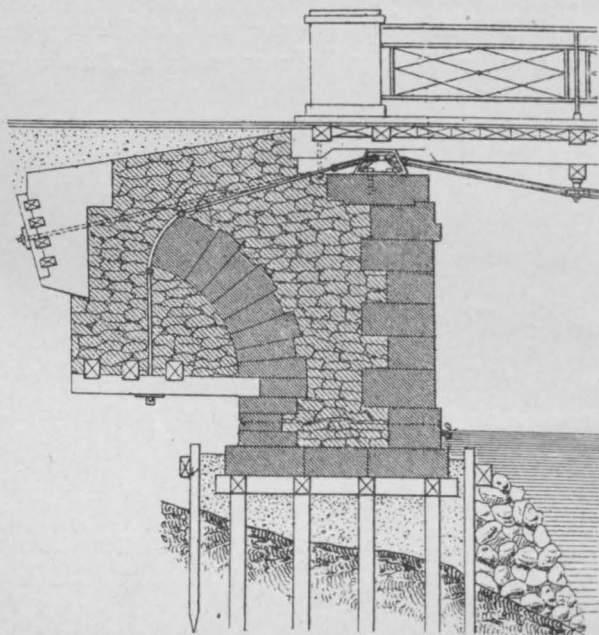


Fig. 472. Verankerung.

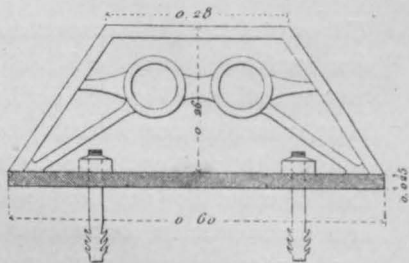


Fig. 473. Kettenlager auf einem Pfeiler.

Fig. 472—473. Verankerung und Kettenlager des Pont des Bergues.

Arme geteilt, deren Gesamtbreite bei ihrer Wiedervereinigung etwa 190 m beträgt. Dort verband seinerzeit der Pont des Bergues das rechte mit dem linken Rhôneufer. Die Brücke besaß zwei getrennte Arme, die senkrecht zu den beiden Ufern gerichtet waren und sich auf einem breiten Steinpfeiler vereinigten. Der

2. Unter 53 wurde eine Kettenbrücke mit oben liegender Bahn beschrieben und gezeichnet, wie sie 1822 von dem englischen Ingenieur STEVENSON vorgeschlagen und von NAVIER²¹⁷ und andern nachgezeichnet worden ist. Ob derartige Brücken in England ausgeführt worden sind, ist nicht bekannt. Die erste Anwendung der Idee von STEVENSON²²⁰ scheint der

französische Ingenieur Oberstleutnant DUFOUR gemacht zu haben, dessen bahnbrechende Leistungen im Drahtkabel-Brückenbau weiterhin (§ 9) ausführlich beschrieben werden. DUFOUR baute 1834 den *Pont des Bergues*²²¹, dessen Einzelheiten (nach DULK und MORANDIÈRE) in den Fig. 469—473 wiedergegeben werden.

Unmittelbar bei ihrem Ausflusse aus dem Genfer See wird die Rhône durch die Rousseauinsel in zwei

²²⁰ STEVENSON, Description of bridges of suspension. Edinburgh Philosoph. Journal. Nr. X u. XI.

²²¹ Nach einer Angabe des Stadtrates von Genf. — DULK, Reisenotizen, Brücken in der Schweiz und Frankreich betreffend. Zeitschr. f. Bauw. 1864. S. 36.

dem alten Stadtteil von Genf zugewendete Brückenarm zählte sieben Öffnungen, der dem neuern Stadtteile und den Bahnhofsanlagen zugekehrte Arm hatte aber nur fünf Öffnungen. Alle Öffnungen hatten gleiche Weite, von etwa 15 m, erhalten und besaßen *unter der Bahn liegende Kettengurte, die in den Endpfeilern verankert waren*. Die von den unterhalb liegenden Kettensträngen gestützten Langhölzer der 8,6 m breiten Fahrbahn (Fig. 470) ruhten in jeder Öffnung auf sechs Unterzügen, die je durch fünf eiserne Pfosten gestützt wurden. Deren unteres Ende war auf jeder Bahnseite mit dem (aus zwei Strängen bestehenden) Kettengurte verschraubt (Fig. 471). Die Kettenglieder erhielten die Form langgezogener Ringe, wie diese auch bei den ersten französischen Kettenbrücken gebräuchlich gewesen sind (58—59).

DULK sah den Pont des Bergues im Jahre 1860 und bemerkte beim Befahren von mit zwei Pferden bespannten Lastwagen ein sehr deutliches Heben und Senken der Bahn, jedoch waren Seitenschwankungen nicht zu verspüren. Im Jahre 1886 ist die Brücke durch einen Blechträger-Überbau ersetzt worden²²².

In der Verlängerung des Pont des Bergues führte von dem breiten Pfeiler, auf welchem dieser endete, seinerzeit eine Kettenbrücke, die ihrer besonders Bauart wegen hier mit erwähnt werden soll. Sie besaß nur eine Öffnung von 32 m Weite, und der Scheitel

ihrer Ketten lag auf dem erwähnten Pfeiler, während der Kettenstützpunkt und die Rückhaltketten auf dem jenseitigen Pfeiler angebracht waren. Die Bahn hing also sozusagen an einem halben Kettenbogen. Die Einzelheiten des Kettengurtes veranschaulicht Fig. 474.

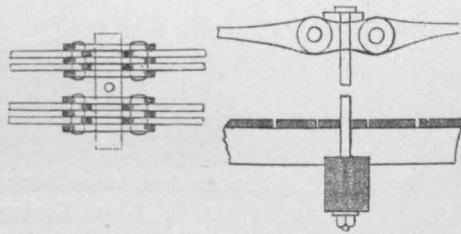


Fig. 474. Kettengurt der Rhônebrücke zwischen der Rousseauinsel und dem Pont des Bergues. 1834.

3. Eine wegen ihrer Einzelheiten besonders bemerkenswerte Brücke mit oben liegender Bahn ist die 1866 erbaute *Helkowitzter Brücke*, die bei Senftenberg in Böhmen über den Wilden Adlerfluß führt. Die Brücke ist aber keine eigentliche Kettenbrücke, weil ihre Ketten nicht besonders verankert sind, wie bei der Genfer Brücke. Ihre in den Fig. 475 u. 476 wiedergegebenen Einzelheiten verdanke ich der Güte des Königlichen Baurates Herrn W. WEINGÄRTNER in Prag. Danach ist die Brücke eine *Balkenbrücke*, die durch Ketten versteift ist, oder eine Kettenbrücke mit aufgehobener Bogenkraft. Die beiden Kettengurte gehen eigentümlicherweise nicht in Gestalt einer geschlossenen Kettenlinie durch, sondern werden in der Brückenmitte auf eine Feldlänge unterbrochen, und das die Ketten schließende Glied ist in jedem Gurt, wie die Fig. 475 zeigt, tiefer gelegt, als es sonst geschieht. Dadurch wird allerdings das statische Moment der Bogenkraft gegenüber der gewöhnlichen Bauart vergrößert, also das Gesamtmoment für irgend einen Schnitt der beiden Fahrbahn-Hauptträger verkleinert. Jedoch werden dadurch die guß-

²²² RIESE, Die Ingenieur-Bauwerke der Schweiz. 1887. S. 113.

eisernen Stützen des mittlern Trägerfeldes, an dessen untern Enden die Schlußglieder eines Kettengurtes angreifen, sehr lang und müssen deshalb, wie geschehen, nach der Quere stark versteift werden (Fig. 476).

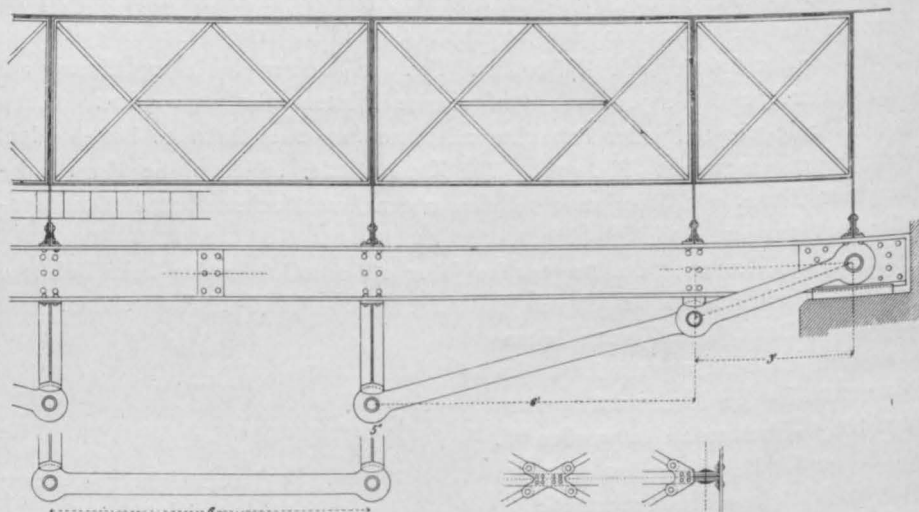


Fig. 475. Ansicht der durch einen Kettengurt versteiften Helkowitz Balkenbrücke bei Königgrätz. 1866.

Auch alle *Querträger* der Helkowitz Brücke sind durch je einen Kettengurt versteift, was der Grundidee des ganzen Bauwerkes entsprechend wohl erklärlich, aber wenig nachahmenswert erscheint. Denn es leidet wohl keinen Zweifel, daß bei der geringen Stützweite von 7,5 m eine durchweg mit Vollwandträgern aus-

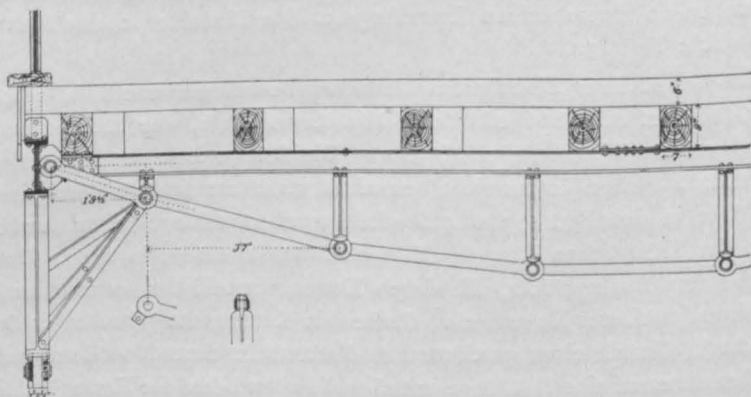


Fig. 476. Querträger und Querschnitt der Fahrbahn der Helkowitz Brücke.

gerüstete Brücke billiger und widerstandsfähiger ausgefallen wäre, als die obige Kettenbrücke. Übrigens steht deren Umbau bevor, und man darf wohl annehmen, daß dabei die bisherigen — zwar geschichtlich bemerkenswerten, aber sonst wenig zu empfehlenden — Kettenversteifungen in Fortfall kommen.

4. Im Jahre 1834 baute FLACHAT in Abainville einen 40 m weiten Hängesteg, dessen Ketten aus zusammengelegten *Bandeisenstreifen* hergestellt waren. Im Jahre 1840 folgte der Bau der Seinebrücke bei Surésnes in der Nähe von Paris²²³ mit drei Öffnungen, von denen die mittlere 63 m und 1:10 Pfeil, die

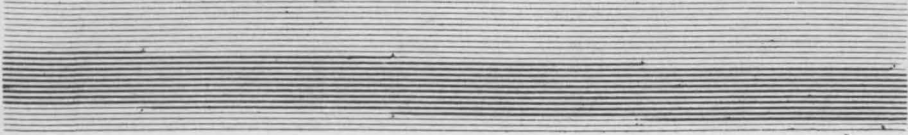


Fig. 477. Stoßanordnung der Bandeisen-Hänggurte der Seinebrücke bei Surésnes. 1840.

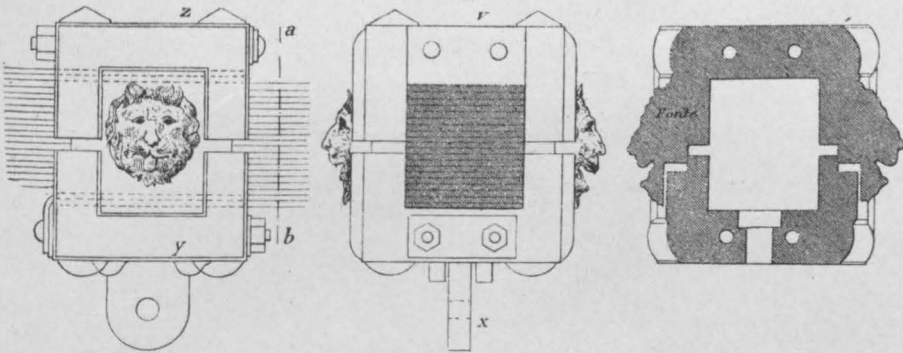


Fig. 478.

beiden Seitenöffnungen je 43,5 m Weite besaßen. Die Hänggurte dieser Brücke waren aus 20 übereinander gelegten Bandeisenstreifen von 14 bis 15 m Länge, bei 8 cm Breite und 4 mm Stärke gebildet, deren Gesamtquerschnitt etwa 67 cm² hielt. Auf die Gesamtlänge der drei Öffnungen entfielen demnach elf Stoßverbindungen, in welchen die 20 Bandeisenlagen mit Hilfe von ebensoviel *Schlössern* zusammengepreßt wurden. An jedem dieser Schlösser, die in Entfernungen von etwa 1,4 m von einander lagen, griff außerdem eine Hängestange an. Wie die Fig. 477 veranschaulicht, war jedes der Bandeisen an beiden Enden etwas umgebogen und diese Enden lagen derart verteilt oder *versetzt*, daß in jeden Stoßquerschnitt immer nur zwei

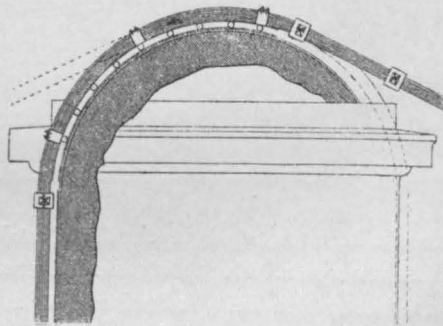


Fig. 479.

Fig. 478—479. Schlösser für die Stöße, sowie Lagerung der Bandeisen-Hänggurte der Surésnesbrücke.

²²³ FLACHAT et PETIET, Ponts suspendus avec câbles en rubans de fer laminé. Annales des ponts. 1842. I. S. 336.

solcher Enden fielen, von denen das eine obere Ende einem links her kommenden, das andere untere Ende einem rechts her kommenden Bandedeisen angehörte. So wurden in jedem Schlosse immer je zwei Bandedeisen mit Hilfe ihrer Umlegenden festgehalten. Zu dem Zweck war jedes Schloß in zwei Hälften gegossen (Fig. 478), die, durch vier heißvernietete Bolzen zusammengezogen, die Bandedeisenlagen stark zusammenpreßten. Auf den Mittel- und Endpfeilern waren die Bandedeisen Gurte ebenfalls mit Hilfe von Schlössern fest verankert.

Mit der Verwendung der Bandedeisen haben FLACHAT und PETIET die Vorzüge der Drahtkabel und Kettenglieder vereinigen wollen. Außerdem wollten sie dadurch das *Eisengewicht* der Hängegurte auf das Mittel von Kabel- und Ketten-

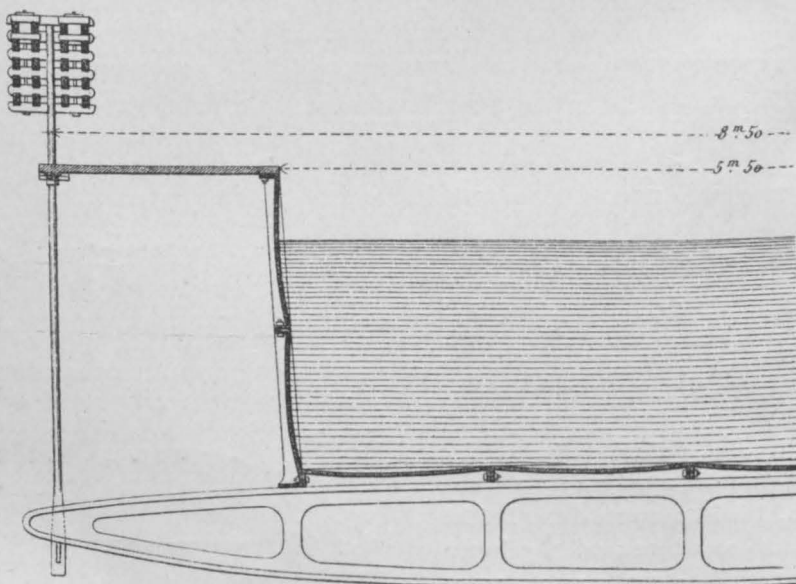


Fig. 480. Querschnitt einer Kanal-Kettenbrücke, nach dem Entwurf von NAVIER. 1823.

gewicht bringen, sowie auch die *Rostoberfläche* gegenüber derjenigen der Drahtkabel verringern. Der Erfolg der Neuerung ist aber ausgeblieben. Die Bandedeisen Gurte haben sich bei der Surènesbrücke im Laufe der Zeit stark gelängt, und die Schlösser sind dabei — wahrscheinlich weil infolge von ungleichmäßigen Spannungsverteilungen in den Querschnitten der Hängegurte diese sich verdreht hatten — aus ihrer ursprünglichen lotrechten Lage geraten. Diese Bauart hat deshalb wohl keine Verbreitung gefunden. Im Kriege von 1870 wurde die Brücke von Surènes zerstört und durch eine gußeiserne Bogenbrücke (Tabelle 12, Nr. 16) ersetzt.

85. Übersicht der Kettenbrücken des europäischen Festlandes im dritten Jahrzehnt des 19. Jahrhunderts.

1. Die vor dem dritten Jahrzehnt des 19. Jahrhunderts erbauten Kettenbrücken waren ausschließlich amerikanische und englische und sind im § 6, der die Anfänge des Hängebrückenbaues schildert, ausführlich beschrieben worden. Die

bedeutendsten Bauten darunter sind englischen Ursprungs. Ihre Zusammenstellung ist (unter 75) in der Tabelle 14 zu vergleichen.

Im dritten Jahrzehnt wurden die englischen Neuerungen auf dem Festlande bekannt und reizten zu zahlreichen Nachahmungen. Der Reihe nach gingen dabei, wie die nachfolgende Tabelle 15 ergibt, Frankreich, Österreich, Rußland und Deutschland vor.

In Frankreich war es der Einfluß von NAVIER, der die Erbauung einer Reihe von Seinebrücken in Paris veranlaßte (59 und 80). NAVIER gab in seinem bekannten Berichte an BECQUEY²²⁷ auch den Entwurf einer *Kanalbrücke* von 97,25 m Stützweite und 8,5 m Breite. Fig. 480 veranschaulicht einen Querschnitt der Brücke, worin die Bauart des schmiedeisernen Kettengurtes, die Bildung der gußeisernen Kanalwände und deren Stützung, sowie Aufhängung mit Hilfe gußeiserner Quer-

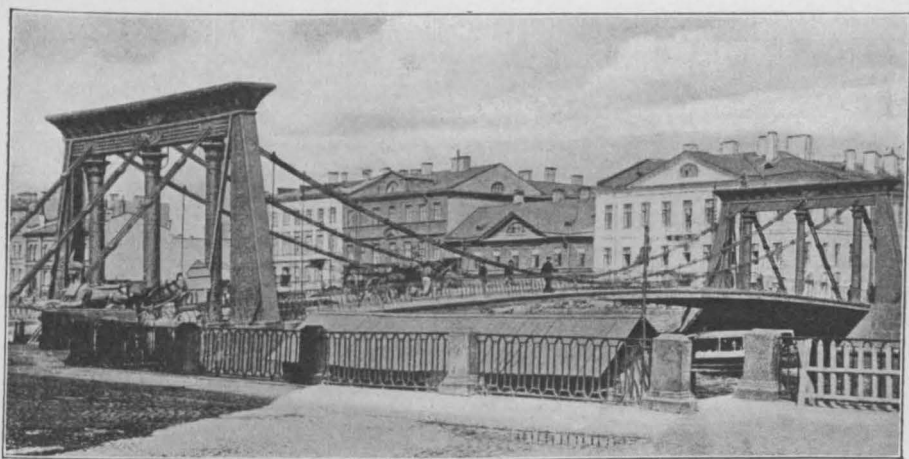


Fig. 481. Ägyptische Brücke über die Fontanka in St. Petersburg. 1824—1826.

träger zu erkennen ist. Es gab in Frankreich früher auch eine große Zahl von Wegebrücken, die über Kanäle führten und als Kettenbrücken ausgeführt waren, ähnlich wie die beschriebenen Petersburger Brücken über den Katharinenkanal (78). Nach MORANDIÈRE gab es in den Departements Haute-Garonne und Tarn-et-Garonne 134 solcher Hängebrücken, die aber im Laufe der Zeit alle durch einfache Blechbalkenbrücken ersetzt worden sind²²⁴.

2. Die ersten festländischen Kettenbrücken wurden aber nicht in Frankreich, sondern in Österreich und Rußland erbaut (76 und 78). Die erste deutsche Kettenbrücke ist, soweit bekannt, die *Saalebrücke* bei Nienburg in Anhalt-Köthen gewesen, deren verhängnisvoller Einsturz unter 77 beschrieben wurde. Von den in der Tabelle 15 aufgeführten Kettenbrücken bedürfen nur noch die Nr. 17 und 18 — Ludwigsbrücke in Bamberg und Arcolesteg in Paris — einer Erläuterung. Alle

²²⁴ PICARD et BRUNIQUEL, Mémoire sur l'exhaussement du mouillage du canal de la Marne au Rhin. Annales des ponts et chaussées. 1880. I. S. 289.

Tabelle 15. Bemerkenswerte Kettenbrücken des europäischen

Nr.	Name der Brücke	Zeit des Baues	Name des Entwurfverfassers	Abmessungen				
				Größte Stützweite m	Anzahl der Tragöffnungen	Pfeilverhältnis	Länge zwischen d. Landpfeilern m	Breite des Grundrisses m
1	<i>Suzanneflußbrücke</i> ²²⁵ auf der Insel Bourbon (Fig. 287)	1823	J. BRUNEL	40,2	2	1 : 11	77,6	5,6
2	<i>Matflußbrücke</i> ²²⁵ ebendasselbst (Fig. 289)	1823	"	40,2	1	1 : 13,5	37,2	5,6
3	<i>Brücke über einen Arm der March</i> bei Straßnitz, Mähren (Fig. 423)	1823—1824	SCHNIRCH	29,7	1	1 : 10	28,5	4,0
4	<i>Entwurf einer Kanalbrücke</i> (Fig. 480)	1824	NAVIER	105,0	1	1 : 10	97,0	8,3
5	<i>Postbrücke</i> über die Moika in Petersburg (für Fußgänger)	1824	TRAITTEUR	36,2	1	1 : 18	35,0	2,0
6	<i>Panteleimonowskybrücke</i> über die Fontanka, Petersburg (Fig. 435)	1824	"	43,0	1	1 : 10	36,7	10,7
7	<i>Sophienbrücke</i> über den Donaukanal in Wien (Fig. 424)	1824—1825	SCHNIRCH v. KUDRIAFFSKY	75,0	1	1 : 13,5	70,0	4,0
8	<i>Saalebrücke</i> bei Nienburg in Anhalt-Köthen (Fig. 430)	1824—1825	BANDHAUER	78,0	1	1 : 5,4	—	7,4
9	<i>Ägyptische Brücke</i> über die Fontanka, Petersburg (Fig. 436)	1824—1826	TRAITTEUR	54,8	1	1 : 10	50,0	10,6
10	<i>Alte</i> (abgetrag.) <i>Invalidenbrücke</i> über die Seine, Paris (Fig. 293)	1824—1826	NAVIER	170,0	1	1 : 15	150,0	8,7
11	<i>Vier Löwenbrücke</i> über den Katharinenkanal in Petersburg (für Fußgänger)	1825—1826	TRAITTEUR	23,5	1	1 : 15,4	21,6	2,0
12	<i>Vier Greifenbrücke</i> , ebendasselbst (für Fußgänger)	1825—1826	"	23,5	1	1 : 13	21,6	2,0
13	<i>Egerbrücke</i> in Saaz in Böhmen (Fig. 429)	1826—1827	STROHBACH	64,0	1	1 : 12,3	60,0	5,6
14	<i>Karlsteg</i> über den Donaukanal in Wien (Fig. 437)	1827—1828	V. MITIS	95,0	1	1 : 16	92,0	3,5
15	<i>Rudolfsbrücke</i> über den Wienfluß in Wien (Fig. 440)	1827—1828	ROBAUSCH	33,5	1	1 : 13,6	25,6	6,8
16	<i>Neue Invalidenbrücke</i> über die Seine in Paris	1827—1829	DE VERGÈS	70,0	1	1 : 9,8	132,3	8,0
17	<i>Ludwigsbrücke</i> über die Regnitz in Bamberg (Fig. 482)	1828—1829	—	64,3	1	1 : 15	82,0	8,7
18	<i>Arcolesteg</i> (Passerelle de Grève) über die Seine beim Stadthaus, Paris ²²⁶	1828—1829	—	40,0	2	1 : 10	90,0	1,8
19	<i>Schikanedersteg</i> über den Wienfluß in Wien (Fig. 445)	1830	JÄCKL	26,0	1	1 : 10	21,5	3,0

²²⁵ Die Brücken auf der Insel Bourbon sind, weil französischen Ursprunges, hier mit aufgeführt.²²⁶ Wurde 1854 durch die Arcole-Bogenbrücke ersetzt.

Festlandes im dritten Jahrzehnt des 19. Jahrhunderts²²⁷.

Abmessungen ²²⁸						Spannungen				Baukosten		Nr.
Hauptglieder der Tragketten				Gesamt- querschnitt der Tragketten cm ²	Trag- stangen- stärke cm	Tragketten durch		Tragstangen durch		Gesamt- betrag für die Brücke <i>M</i>	für ein m ² des Grund- risses <i>M</i>	
Länge m	Höhe cm	Dicke cm	Durch- messer cm			Eigen- gewicht atm	Voll- last atm	Eigen- gewicht atm	Voll- last atm			
1,4	—	—	3,5	112	3,2 ○	1050	1512	60	91	—	—	1
1,4	—	—	3,5	—	3,2 ○	—	—	—	—	—	—	2
2,85 bis 3,0	—	—	2,0	32	—	—	—	—	—	4 500	40,0	3
3,0	9,2	4,0	—	1830	5,0 ○	—	1490	—	560	—	—	4
1,8	—	—	3,5	38	1,6 ○	570	1520	107	328	—	—	5
1,5	—	—	4,7	178	2,5 ○	716	1520	106	237	—	—	6
2,9	5,2	2,6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	7
—	2,6-3,9	2,6-3,9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	8
1,6-2,2	—	—	—	155	—	—	—	—	—	162 000	30,0	9
4,9	8,0	4,0	—	1152	4,0 ○	931	1484	113	158	720 000	54,5	10
1,6-2,2	—	—	4,7	38	1,6 ○	—	—	—	—	—	—	11
1,6-2,2	—	—	4,0	23	1,6 ○	—	—	—	—	—	—	12
—	8,5	1,3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	13
1,9	5,3	2,0	—	112	2,4 □	—	—	—	—	—	—	14
2,2	5,0	2,5	—	225	2,6 □	—	—	—	—	—	—	15
4,7	—	—	4,5	265	4,7 ○	903	1470	46	79	—	—	16
2,5	9,0	1,8	—	260	4,8 × 1,2	—	1300	—	—	100 000	140,0	17
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	18
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	19

²²⁷ Die englischen Kettenbrücken in de ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts vgl. unter 75.²²⁸ Die Zeichen ○ oder □ bedeuten Rund- oder Quadrateisen.

übrigen aus dem dritten Jahrzehnt stammenden Bauwerke wurden im vorigen bereits in Wort und Bild vorgeführt.

Die *Regnitzbrücke in Bamberg* (Fig. 482) hat wechselnde Schicksale erlitten. Ursprünglich war sie eine Holzbrücke, die 1752 durch eine vierbogige Steinbrücke ersetzt wurde. Diese war aber so schlecht gegründet, daß sie beim

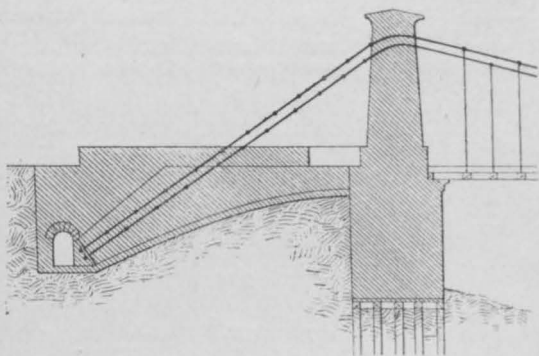


Fig. 482. Querschnitt der Ludwigsbrücke über die Regnitz in Bamberg. 1828—1829.

außerordentlichen Hochwasser des Jahres 1784 einstürzte. WIEBEKING baute an Stelle der eingestürzten Brücke eine seiner bekannten hölzernen Bogenbrücken, von 62,8 m Weite, die aber nur 17 Jahre lang stand hielt. Darauf entschloß man sich zum Bau einer Kettenbrücke, die nach den vorliegenden österreichischen Mustern in Straßnitz, Wien und Saaz in den Jahren 1828—1829 fertiggestellt worden ist. Der Entwurfverfasser ist mir unbekannt geblieben. Ihre Bahn wird von vier Ketten getragen, von denen je zwei auf jeder Seite übereinander hängen. Das übrige besagt die Tabelle. In den Jahren 1889—1891 wurde die Brücke beseitigt und von der Gesellschaft Nürnberg durch eine Auslegerbrücke ersetzt.

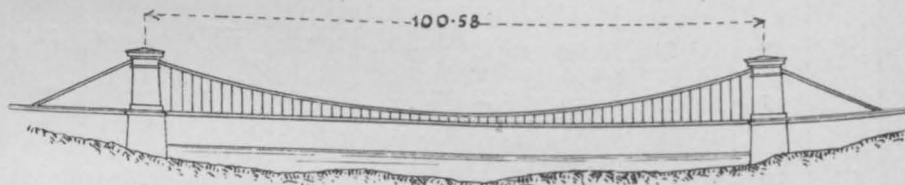


Fig. 483. Elbebrücke bei Podiebrad. 1844.

Der *Arcolesteg* (Passerelle de Grève) über die Seine in Paris wurde gleichzeitig mit der neuen Invalidenbrücke gebaut, wahrscheinlich haben deshalb die Ketten-

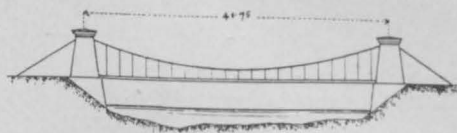


Fig. 484. Elbebrücke bei Strakonitz. 1844.

gurte ähnliche Ausbildung erfahren, wie bei dieser Brücke. Einzelheiten darüber habe ich nicht ermitteln können. LENTZE¹⁵⁷ gibt in seinem Reiseberichte vom Jahre 1846 nur an, daß die Ketten der Arcole- und Bercybrücke (80) fast doppelt so schwer seien als die gebräuchlichen französischen Drahtkabel. Ein Jahr nach dem Abbruch der neuen Invalidenbrücke wurde auch der Arcolesteg beseitigt (1854). An seiner Stelle steht heute die schweißeiserne Arcole-Bogenbrücke (§ 10).

Fast alle in der Tabelle 15 aufgeführten alten Kettenbrücken sind heute nicht mehr am Platze. Es bestehen (soweit bekannt) heute nur noch die Post-, Vierlöwen- und Viereisenbrücke in Petersburg, die aber wohl bald auch erneuert werden dürften.

86. Kettenbrücken des europäischen Festlandes vom vierten Jahrzehnt des 19. bis zum Beginne des 20. Jahrhunderts.

1. Aus der folgenden Tabelle 16, die im ganzen 15 Kettenbrücken mit über 65 m Stützweite aufführt, ersieht man, wie der Bau von Kettenbrücken in den sieben Jahrzehnten, von 1840 bis heute, mehr und mehr verlassen worden ist. Es wurden von bemerkenswerten Brücken gebaut:



Fig. 485. Kaiser Franz-Brücke über die Moldau zu Prag, erbaut 1842. Abgetragen 1898—1899.

1820—1830: 20 Stück	1840—1850: 7 Stück	1860—1870: 3 Stück
1830—1840: 3 »	1850—1860: 3 »	1870—1900: keine.

In der letzten Hälfte des 19. Jahrhunderts sind fast alle älteren sogenannten unversteiften Kettenbrücken baufällig geworden, so daß sie abgebrochen oder doch verstärkt werden mußten. Von den in der umstehenden Tabelle 16 aufgeführten 16 Bauwerken stehen heute noch neun. Das sind die Nummern 2, 6, 9—12, sowie 14 und 15. Sehr viele alte Kettenbrücken haben inzwischen bedeutende Verstärkungen erhalten. Von den in der Tabelle 16 nicht mit aufgeführten Brücken kleinerer Weite bestehen heute in Böhmen noch die Moldaubrücke in Podolsko bei Pisek und die Egerbrücke bei Postelberg. Deren Umbau steht aber bevor. Die Elbebrücken bei Podiebrad und Strakonitz (Fig. 483 und 484) sind schon in den Jahren 1888—1890 durch Fachwerkträger ersetzt worden.

Tabelle 16. Bemerkenswerte Kettenbrücken des europäischen Festlandes mit

Nr.	Name der Brücke	Zeit des Baues	Name des Entwurf- verfassers	Abmessungen				
				Größte Stütz- weite m	Anzahl der Trag- öffnungen	Pfeil- verhält- nis	Länge zwischen d. Land- pfeilern m	Breite des Grund- risses m
1	<i>Brücke über die Garonne bei Langon, Frankreich (Fig. 446 u. 447)</i>	1828—1831	MARTIN	80,0	3	1 : 10	200,0	5,40
2	<i>Brücke in Ellbogen bei Karlsbad (Fig. 486)</i>	1833—1836	WÖLLNER	67,6	1	1 : 10	110,0	6,60
3	<i>Weserbrücke bei Hameln</i>	1836—1839	WENDELSTADT	95,0 82,0	2	1 : 10	—	—
4	<i>Kaiser Franz-Brücke über die Moldau in Prag (Fig. 485)</i>	1838—1842	SCHNIRCH	132,7	3	1 : 13,5	200,0	9,00
5	<i>Elbebrücke bei Podiebrad (Fig. 483)</i>	1842	STROHBACH	100,8	1	1 : 13,5	93,7	7,50
6	<i>Brücke über die Maas in Seraing, Belgien</i>	1842—1843	BRIALMONT	105,0	1	1 : 15	103,0	4,00
7	<i>Kuhrbrücke in Mühlheim (Fig. 449 u. 450)</i>	1842—1844	MALBERG	97,6	3	1 : 14	154,0	7,50
8	<i>Neckarbrücke in Mannheim (Fig. 489)</i>	1842—1845	WENDELSTADT	86,0 43,0	1 2	1 : 10	176,0	7,65
9	<i>Brücke über die Donau in Budapest (Fig. 487 u. 488)</i>	1839—1845	CLARK	202,4	3	1 : 14	400,0	14,00
10	<i>Franzensbrücke über den Donaukanal in Wien</i>	1845—1848	NICOLAUS	83,71	1	1 : 14,7	82,0	18,96
11	<i>Nicolaibrücke über den Dniepr in Kiew (Fig. 490 u. 491)</i>	1847—1853	VIGNOLES	134,0 68,5	4 2	1 : 15	—	—
12	<i>Brücke über den Aarefluß in Aarau, Schweiz</i>	1854	DOLFUSS	100,9	1	1 : 11	97,5	9,87
13	<i>Elbebrücke in Tetschen</i>	1854—1855	—	113,8	3	1 : 13,3	177,7	8,15
14	<i>Eisenbahnbrücke über den Donaukanal in Wien</i>	1859—1860	SCHNIRCH	83,45	1	1 : 19,7	79,65	9,10
15	<i>Moldaubrücke in Prag (Franz Joseph-Brücke) (Fig. 451)</i>	1867—1868	ORDISH- LEFEUVRE	146,6	3	1 : 9	250,0	9,40
16	<i>Kettensteg über die Moldau in Prag (Fig. 492)</i>	1868—1869	ROWLAND ORDISH	96,0	2	—	192,0	3,35

über 65 m Stützweite, vom vierten Jahrzehnt bis zum Ende des 19. Jahrhunderts²²⁹.

Abmessungen						Spannungen				Baukosten		Nr.
Hauptglieder der Tragketten				Gesamt- querschnitt der Tragketten cm ²	Trag- stangen- stärke cm	Tragketten durch		Tragstangen durch		Gesamt- betrag für die Brücke <i>M</i>	für ein m ² des Grund- risses <i>M</i>	
Länge cm	Höhe cm	Dicke cm	Durch- messer cm			Eigen- gewicht atm	Voll- last atm	Eigen- gewicht atm	Voll- last atm			
4,0 bis 4,3	5,1	2,9	—	312	2,9 □	877	1060	136	232	480 000	438	
—	—	—	—	—	6,7 □	—	—	—	—	136 000	187	2
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	184 000	—	3
3,16	10,5	1,5	—	773	2,9 ○	—	1280	—	—	524 000	290	4
3,16	9,2	1,5	—	442	1,4 × 5,3	—	—	—	—	166 800	240	5
3,08	10,0	2,5	—	400	4,0 × 4,5	—	1000	—	200	322 000	780	6
2,8 bis 3,0	17,0	2,2	—	828	—	840	1425	—	—	—	—	7
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	637 000	475	8
3,64	26,0	2,6 bis 3,1	—	3272	4,0 × 1,3	—	1650	—	—	7 820 000	1400	9
—	—	—	—	—	—	—	1690	—	—	—	—	10
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	5 000 000	—	11
2,70	15,0	1,5	—	540	3,0 ○	—	—	—	—	—	—	12
3,32	11,3	1,74	—	786	2 × 2,6 ○	—	—	—	—	—	—	13
—	—	—	—	—	3,3 □	—	1474	—	720	—	—	14
4,25	—	—	—	625	—	—	—	—	—	—	—	15
3,36 bis 6,64	11,4	2,5 bis 2,6	—	—	3,8	—	1860	—	—	530 000	820	16

²²⁹ Über den Kettensteg zwischen Frankfurt a. M. und Sachsenhausen und die Loschwitzer Elbebrücke vergleiche man S. 406 und § 11.

Die Kettenbrücke über die Ostrawitza in Mährisch-Ostrau stürzte Mitte September 1886 ein, weil eine ihrer Rückhaltketten nahezu ganz durch Rost verzehrt war²³⁰. Besondere Erwähnung verdienen die Nummern 2, 3, 8, 10 und 11 der Tabelle 16.

2. Die Egerbrücke in Ellbogen (Fig. 486) besteht heute noch in ihrer ursprünglichen Gestalt. Allerdings sind die in den Kettenkanälen der Widerlager liegenden Rückhaltketten im Laufe der Zeit zum großen Teile verrostet. Deshalb sind sie 1894 durch neue Ketten ersetzt worden. Die dabei ausgeführten Arbeiten sind in der angegebenen Quelle beschrieben²³¹.

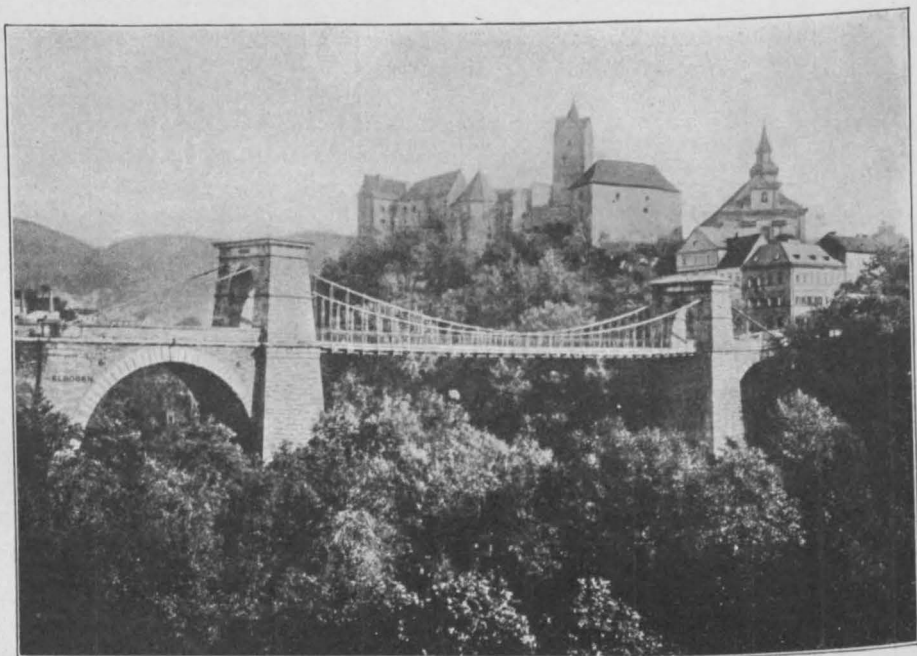


Fig. 486. Kettenbrücke zu Ellbogen bei Karlsbad. 1833—1836. 1893 verstärkt.

Über den Bau der *Weserbrücke bei Hameln* (82) sind ausführlichere Nachrichten nicht vorhanden. Dagegen finden sich solche über die ebenfalls von WENDELSTADT gebaute *Neckarbrücke in Mannheim* in einem gedruckten Berichte des Großherzoglichen Oberingenieurs FIESER. Darin wird der Bau der alten Kettenbrücke und ihr Ersatz durch eine flußeiserne Auslegerbrücke behandelt.

Als Mannheim noch Festung war, gab es dort nur eine Schiffbrücke mit 6 m breiter Fahrbahn. In den Jahren 1807—1809 plante man anfangs den Bau einer hölzernen, später den einer steinernen Brücke. 1824 legte ein geborener Mannheimer, der kaiserlich russische Ingenieuroberst VON TRAITTEUR, der die ersten Petersburger Kettenbrücken geschaffen hat (78), den Plan einer Kettenbrücke vor,

²³⁰ Wochenschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins. 1886.

²³¹ WEINGÄRTNER, Auswechslung von Kettengliedern an der Brücke in Ellbogen. Österr. Monatsschr. f. d. öffentl. Baudienst. 1895. S. 181.

deren Baukosten er auf etwa 765 000 Mark veranschlagte. Alle diese Pläne scheiterten hauptsächlich an dem durch die damalige kriegerische Zeit hervorgerufenen Geldmangel. Als dann (1835) der Bau einer Eisenbahn von Frank-



Fig. 487. Kettenbrücke über die Donau in Budapest. 1839—1845. Mittelöffnung 183 m.

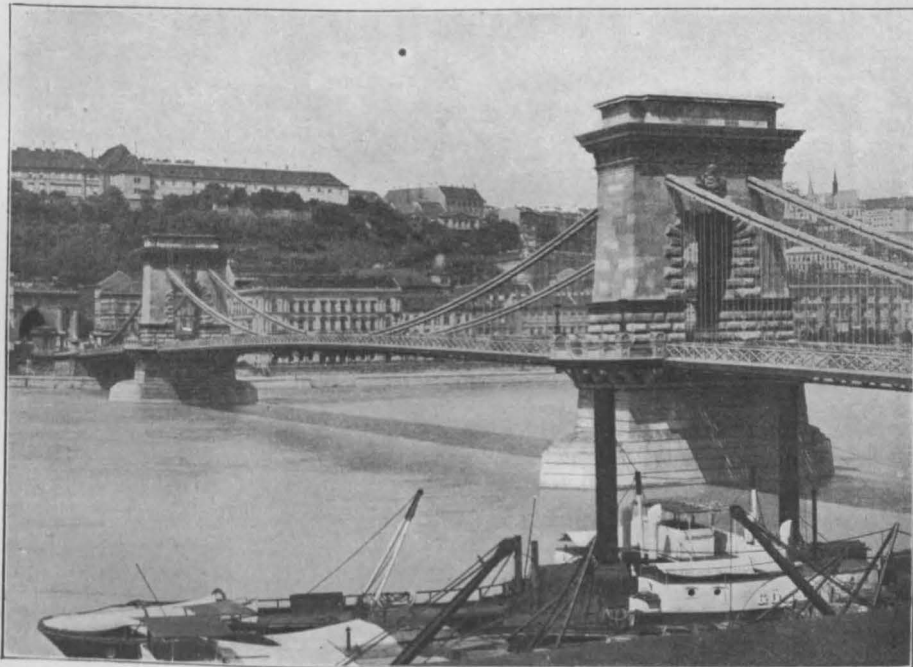


Fig. 488. Kettenbrücke gegen den Margarethenquai in Budapest.

furt a. M. über Darmstadt nach Mannheim in Erwägung kam und (1839) die Vollendung der Kettenbrücke bei Hameln bekannt wurde, trat die Stadt Mannheim wegen des Baues einer Kettenbrücke mit dem damaligen königlich hannoverschen

Ingenieurkapitän WENDELSTADT in Unterhandlung. Diesem, dem die hannoverschen Ingenieure LÜTTICH und KRAAKE beigegeben wurden, betraute man darauf 1842 mit der Ausführung des Baues. Auch eine französische Gesellschaft — LOUIS DU PAY & Co. in Paris — reichte der Stadt einen Plan ein, wonach der Neckar durch eine Drahtkabelbrücke mit einer Hauptöffnung von 150 m und zwei 20 m weiten Flutöffnungen überbrückt werden sollte.

Die im Jahre 1845 — am Namenstage des Großherzogs und in Anwesenheit der Großherzogin STEFANIE — eröffnete Neckarbrücke (Fig. 489) ging am 1. Juli 1874 in das Eigentum des Staates über. 1877—1878 und auch 1889 wurden gründliche Untersuchungen der Ketten und ihrer Verankerungen vorgenommen.



Fig. 489. Neckarbrücke in Mannheim. 1842—1845.

Dabei fand man allerlei Anstände in baulicher Hinsicht. Auch stellten erneute Tragfähigkeitsberechnungen außer Zweifel, daß ohne wesentliche Beschränkungen des Wagen- und Personenverkehrs die Brücke nicht mehr die notwendige Sicherheit bot. Dazu kam noch die geringe Breite der Fahr- und Fußwege. So erwies sich der Ersatz der Kettenbrücke durch einen Neubau als unumgänglich notwendig. Die neue Brücke wurde in den Jahren 1888—1891 durch die Gesellschaft Nürnberg hergestellt.

Die *Franzenskettenbrücke über den Donaukanal in Wien* wurde 1848 dem Verkehre übergeben. Sie hat bis Ende 1897 gestanden und ist dann durch eine eiserne Bogenbrücke ersetzt worden²³². Die Herstellung ihrer Tragketten soll zehn Jahre gedauert haben (1835—1845). Im übrigen zeigte die Brücke ähnliche bauliche Einzelheiten wie ihre ältern Schwestern in Wien (76, 79).

²³² PFEUFFER, Die neue Franzensbrücke über den Donaukanal in Wien. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1900. S. 285.

Die *Nicolaibrücke über den Dniepr* in Kiew (Fig. 490) wurde 1897—1899 umgebaut, einerseits um die Fahrbahn der Schifffahrt wegen zu heben und ander-



Fig. 490. Kettenbrücke über den Dniepr in Kiew. 1847—1853.

seits um die bisherigen hölzernen Versteifungsträger durch eiserne zu ersetzen. Ketten und Pfeiler blieben ungeändert. Eine andere russische Kettenbrücke ist



Fig. 491. Kettensteg über die Moldau in Prag. 1868—1869.

1851—1853 vom Ingenieur KRASNOPOLSKY gebaut worden, mit zwei Öffnungen von je 93,2 m Weite.

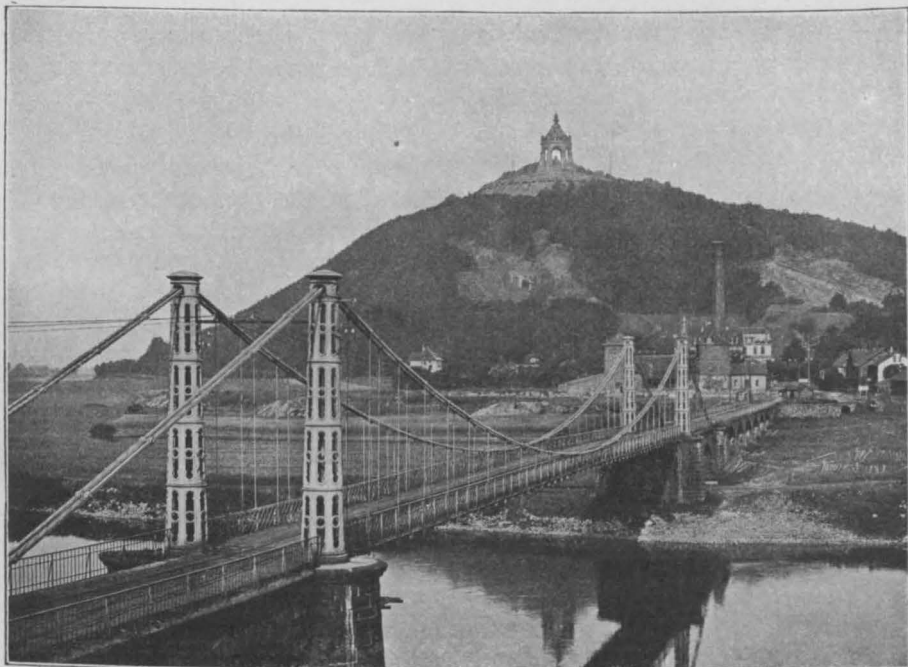


Fig. 492. Kettenbrücke über die Weser bei Porta. 1864—1867.

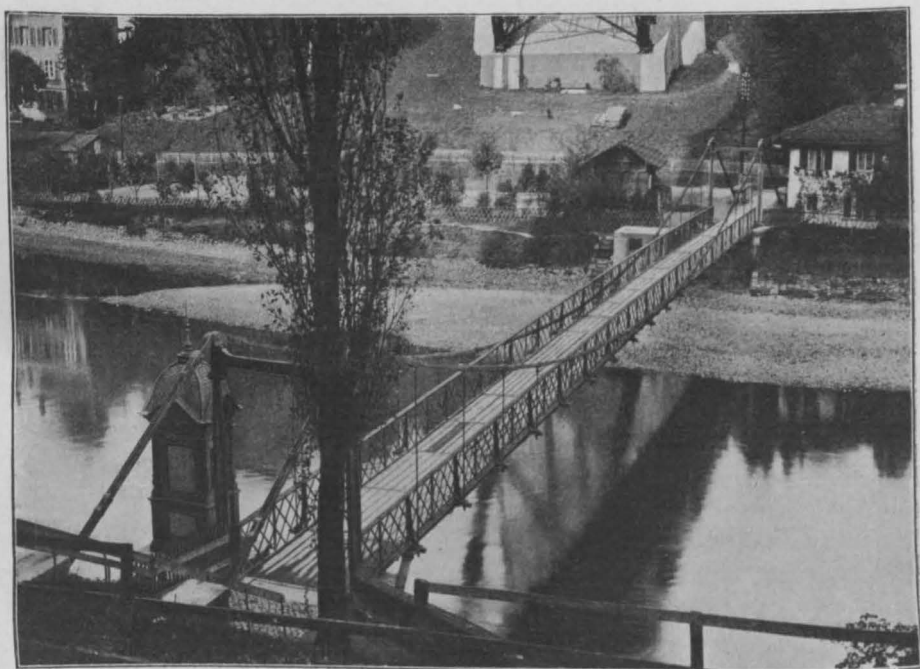


Fig. 493. Fußgängersteg über die Aare in Bern. 1856—1857.

3. Kettenbrücken kleinerer Weiten als 65 m sind die *Bercybrücke* (Fig. 448) über die Seine in Paris (1832), die *Franzensbrücke* über die Mur in Graz (1834 bis 1841), die *Aarebrücke* in Bern (1856—1857), die *Aspernbrücke* (Fig. 456) in Wien (1863—1864) und der *Fußgängersteg auf Bahnhof Gotha* (1872). Dazu gehört noch die *Weserbrücke an der Porta Westfalica* (Fig. 492), über welche ich bis zum Schlusse dieses Bogens genauere geschichtliche Nachrichten nicht erhalten konnte. Vergleiche darüber die *Nachträge* im Anhang.

Bemerkenswert ist die Bauart der *Aarebrücke* in Bern (Fig. 493). Sie wurde 1856—1857 erbaut, hat also ein halbes Jahrhundert überdauert, was man nur von wenigen Kettenbrücken sagen kann. Nach DULK besitzt sie 61 m Stützweite und ihre 2,5 m breite Fahrbahn dient ausschließlich dem Fußgängerverkehr. Die Kettengurte enthalten auf jeder Bahnseite vier Stränge mit Gliedern von je 3 m Länge, 8,5 cm Höhe und 1,5 cm Stärke. Die Anordnung der Kuppelglieder und die Fahrbahnaufhängung erläutern die Fig. 494 u. 495. Die Hängestangen führen durch gußeiserne Kniestücke, die zur seitlichen Versteifung des Geländers dienen und sind unterhalb der Bahnquerschwellen verschraubt (Fig. 495). Das Gelände ist als steifer Balkenträger mit gegliederter Wand ausgebildet. Mit den Querschwellen sind *Windkreuze* verschraubt (Fig. 495). Infolgedessen beobachtete DULK keine Seitenschwankungen der Bahn. Selbst beim taktweisen Hinüberschreiten kleiner Trupps verspürte er keine Längsschwingungen, sondern nur kaum merkbare Erschütterungen.

Der *Kettensteg auf Bahnhof Gotha* zeigt eine Mittelöffnung von etwa 50 m und zwei Seitenöffnungen von je 25 m. Soweit bekannt besitzt er das einzige Hängefachwerk zwischen *gelenkigen* Ober- und Unter-Kettengurten. Seine baulichen Einzelheiten folgen im II. Bande.

4. In *Amerika*, obwohl dort die ersten Kettenbrücken geschaffen wurden (51), hat diese Brückenart in späterer Zeit nie mehr eine große Bedeutung erlangt.

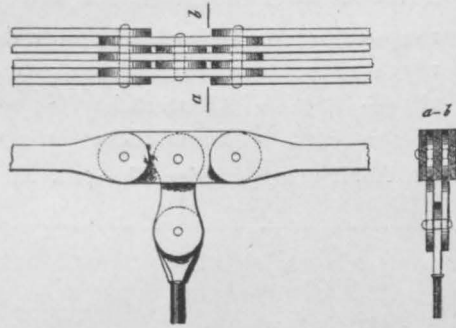


Fig. 494. Kettenanordnung.

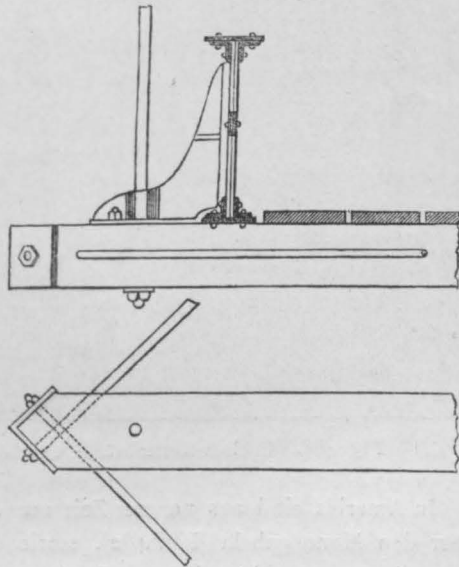


Fig. 495. Fahrbahn mit Windverband.

Fig. 494—495. Bauliche Einzelheiten der Aarebrücke in Bern. 1856.

Amerika gleicht in dieser Beziehung *Frankreich*, wo die Drahtkabelbrücken die Kettenbrücken zurückgedrängt haben. Dagegen ist in *England* die Verwendung von Ketten von jeher beliebter gewesen als diejenige von Kabeln. Jedoch liegt der Schwerpunkt des englischen Kettenbrückenbaues in der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts. Nach 1850 sind dort nur noch vier bedeutende Kettenbrücken über 100 m Weite entstanden, das sind

1843—1864: die Cliftonbrücke über den Avon bei Bristol mit 214 m Stützweite

1855—1857: » Chelseabrücke über die Themse in London » 106 » »

1870—1873: » Albertbrücke » » » » » 122 » »

1890—1895: » Towerbrücke » » » » » 92 » »

deren Abbildungen in den Fig. 416, 496, 452, 6 und 464 zu vergleichen sind.



Fig. 496. Chelsea-Kettenbrücke über die Themse in London. 1855—1857.

In Amerika sind aus neuerer Zeit nur die (kürzlich umgebaute) Pointbrücke²¹⁷ über den Monongahela (Fig. 462), sowie die beiden (unter 82) erwähnten, durch Doppelketten versteiften Hängebrücken von LINDENTHAL und GAYLER (Fig. 457 u. 458) zu nennen. Dort wurde auch die Frage, ob weitgespannte Hängebrücken besser mit Ketten oder Kabeln auszurüsten seien, zugunsten der Kabel entschieden. Sonst hätte man für die neuesten beiden Eastriverbrücken in New York — die Williamsburg- und die Manhattanbrücke — wohl keine Kabel vorgesehen. Daß die Frage »Ketten oder Kabel« in der Hauptsache eine *Kostenfrage* ist, hat am bündigsten HILDEBRAND nachgewiesen, der den Bau der Williamsburgbrücke (Fig. 177—179) geleitet hat und der in einem Vortrage⁸⁸ die Kosten der anfänglich in Aussicht genommenen Ketten der im Bau begriffenen Manhattanbrücke, mit etwa sechs Millionen Dollar, *um dreimal höher* berechnete, als die Kosten ihrer jetzigen Kabel.

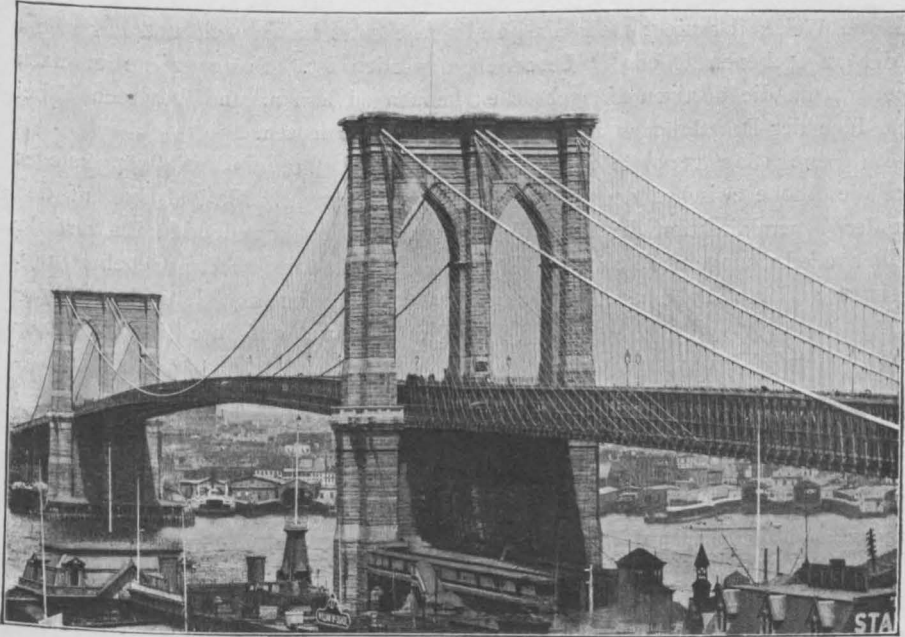


Fig. 497. Alte Eastriverbrücke in New York. RÖBLING. 1870—1876.
Weite der Mittelöffnung 486 m.

§ 9. Die Drahtkabelbrücken.

87. Anfänge des Kabelbrückenbaues (1821).

1. Die ersten sachgemäß ausgebildeten Hängebrücken sind in *Nordamerika* entstanden. Anfangs waren die Hängegurte (Hängebogen) aus *Ketten* gebildet, später traten an deren Stelle *Drahtseile*. *Draht* (in Form von einfachem Rund-eisen) scheint zum ersten Male im Jahre 1816 für den Bau eines Hängesteges von 124 m Weite über den Schuylkillfluß verwendet worden zu sein. Dieser Steg trat an Stelle des 1811 zum ersten Male und (nach erfolgtem Wiederaufbau) 1816 nochmals eingestürzten Kettensteges der Bauart FINLEY (52). Die amerikanische Neuerung der Drahtbrücken wurde durch SEGUIN²³³ den *Älteren* nach Frankreich verpflanzt, und dort hat sich die neue Bauweise überraschend schnell eingebürgert und so allgemein verbreitet, wie in keinem andern Lande der Welt.

Zur Zeit als TELFORD mit dem Entwurfe zur Überbrückung des Merseyflusses bei Runcorn beschäftigt war (53), hatte SEGUIN auf den Rat des Ingenieurs PLAGNIOL die Idee der Anwendung von *Drahtbündeln* (faisceaux en fil de fer) anstatt der Ketten zu verwirklichen gestrebt. Wie er selbst in seiner Schrift angibt, war das im Jahre 1821. Er baute dann in Annonay, wo die fünf Gebrüder SEGUIN eine Tuchfabrik betrieben, versuchsweise für Fußgänger einen Drahtsteg

²³³ Des ponts en fil de fer par SEGUIN Aîné d'Annonay. Paris. 1824. 2. Aufl. 1826.

von 9 m Weite, der nicht mehr als 40 Mark gekostet haben soll, und der zuerst in der angegebenen Quelle²³⁴ beschrieben worden ist. Später reiste er nach Amerika, um die dortigen Hängebrücken kennen zu lernen, und besprach dabei seine Idee der Drahtbrücken mit amerikanischen Fachleuten.

Im Jahre 1822 verfolgte SEGUIN den Plan zum Bau eines Fußgängersteiges über die Rhône zwischen den Städten *Tain* und *Tournon*. Und als er auf den Rat der Generaldirektion der Brücken und Straßen den betreffenden Entwurf für Straßenverkehr umgearbeitet hatte, fand dieser Plan die höhere Genehmigung. So konnte sich 1823 eine Aktiengesellschaft bilden, die den Bau der Rhône-

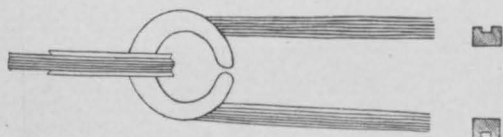


Fig. 498.

Ringsattel zum Herstellen und Umwickeln der Drahtbündel nach SEGUIN.

brücke auf ihre Kosten übernehmen wollte und dafür auf 99 Jahre das Recht erhielt, Brückengeld zu erheben. Über den 1824—1825 erfolgten Bau dieser ersten Kabelstraßenbrücke Europas ist die Nummer 89 zu vergleichen. Zwei Jahre früher schon entstand die erste Kabel-

brücke der Stadt Genf (88), deren wesentliche Einzelheiten SEGUIN mit dem Erbauer der Brücke, dem Ingenieuroffizier DUFOUR, Ende 1822 in Genf festgestellt hatte.

2. Über die baulichen Einzelheiten der von SEGUIN eingeführten Drahtbrücken enthält dessen Denkschrift²³², die seinerzeit (1824) von der Pariser Akademie der Wissenschaften außerordentlich günstig beurteilt worden ist, manche Angaben, die auch heute noch beachtenswert sind.

Aus 23 Versuchen fand SEGUIN die Zugfestigkeit des Drahtes innerhalb der Grenzen von etwa

$$5,0 \text{ t/cm}^2 \text{ bis } 8,4 \text{ t/cm}^2.$$

Um der Gefahr des *Abrostens* zu begegnen, soll nach SEGUIN die Drahtstärke mindestens etwa 4 mm (1,5 Pariser Linien) betragen. Auch hält er einen *Firniß*, der fest am Drahte haftet, für notwendig. Ein solcher sei am besten aus gekochtem Leinöl mit leicht oxydierenden Beimengungen von Glätte (litharge) und



Fig. 499. Drahtknoten nach DUFOUR.



Fig. 500. Drahtknoten nach SEGUIN.

Rußbraun (noir de fumée) herzustellen. Damit sei jeder Draht zwei- oder dreimal zu streichen, um seine Oberfläche von allen Luftblasenresten gründlich zu befreien.

Die derart behandelten, trockenen Drähte werden zu *Drahtketten* (chainons) von etwa 15—30 m Länge zwischen zwei *Ringsätteln* (anneaux) aufgewickelt (Fig. 498), die dazu an ihrem Umfange mit Nuten von rechteckigem Querschnitte versehen und nach ihrer Innenseite offen sind. In diesen Nuten soll ein Viertel oder ein Fünftel der Zahl der Drähte untergebracht werden können, die später

²³⁴ PICTET, Bibliothèque universelle. Genf. Oktober 1822.

den Querschnitt eines *Drahtbündels* (faisceau) oder Kabels ausmacht. SEGUIN will jede Drahtlage einer Nut mit einer dünnen Bleischicht oder einem mit Goudron getränkten Leinwandstreifen abgedeckt sehen, damit kein starkes gegenseitiges Scheuern der Drähte aneinander eintreten und dadurch ihre Firnißschicht beschädigt werden kann.

Die auf solche Weise gebildeten Drahtbündel werden in bestimmten Abständen mit *ausgeglühtem* (weichen) Drahte kräftig umwickelt (*gebündelt*) und mit

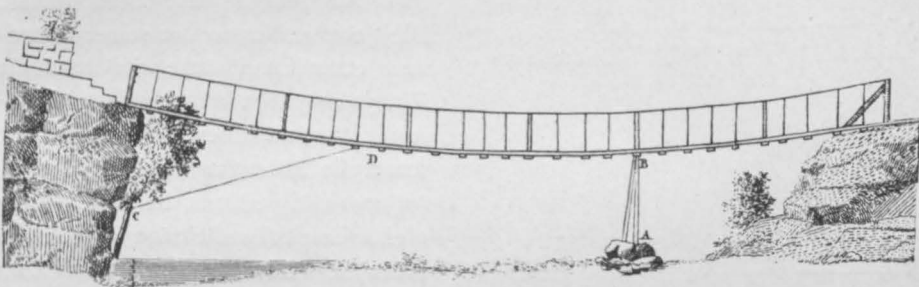


Fig. 501. Unmittelbare Stützung einer Fahrbahn auf die Kabel nach SEGUIN.

mehreren Lagen von Firniß versehen, so daß dieser in die kleinsten etwa noch verbleibenden Ritzen eindringen kann. In ausführlicher Weise gibt SEGUIN dann auch an, wie man durch das erstmalige Ausspannen *eines* Drahtes, zwischen zwei unverschieblichen mit je einer Drahtrolle versehenen Stützen, dessen Länge für eine gegebene Weite derart abmessen kann, daß derselbe Draht, auf der Baustelle in gleichem Abstände aufgehängt und belastet, genau die gleiche elastische

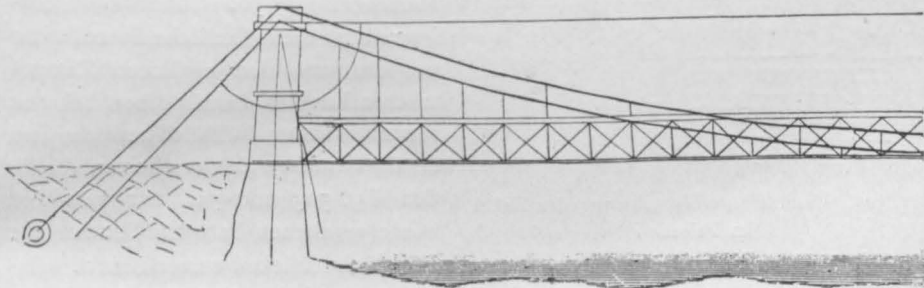


Fig. 502. Kabelbrücke nach SEGUIN.

Längenänderung und den gleichen Pfeil zeigt, wie es im Entwurfe vorbestimmt gewesen war. Die hierbei nötigen Umwickelungen (*évolutions*) zusammenstoßender Drahtenden (Fig. 499 u. 500) vermeidet man heute, indem man die Enden schräg abschneidet und zusammenlötet.

3. Das Pfeilverhältnis $f:l$ nimmt SEGUIN durchschnittlich mit $1:10$ an. Die *größte Spannung* σ , bei welcher der in seiner Gleichgewichtsform aufgehängte, gleichmäßig lotrecht belastete Draht zerreißt, berechnet er angenähert aus

$$\sigma = \frac{8f}{l} Z, \quad (62)$$

wenn Z die Zugfestigkeit bedeutet. Das Gewicht der Kabel oder Bündel bestimmt er unter Berücksichtigung der angenähert bestimmten Längen der Seillinie (chainette).

Bei Herstellung von Übergängen, die etwa 15—30 m weit gespannt sind, hält SEGUIN es für das einfachste, wenn die Bahn unmittelbar auf die Kabel gestützt wird (Fig. 501). In solchen Fällen will er die Zahl der Drähte groß und den

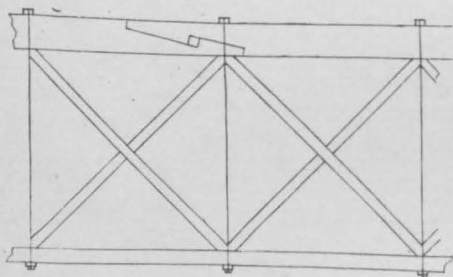


Fig. 503. Versteifungsträger nach SEGUIN.

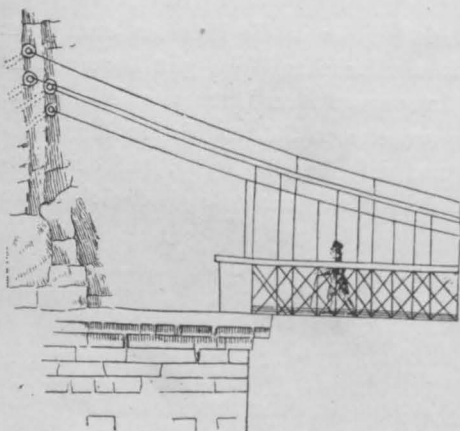


Fig. 504. Unmittelbare Verankerung der Kabel im Felsen.

Pfeil der Seillinie sehr klein wählen. Die gebräuchlichste Art seiner Anordnung einer Kabelbrücke wird durch die Fig. 502—506 veranschaulicht. Lehrreich ist es, zu sehen, wie SEGUIN hier schon die Bedeutung des *Versteifungsträgers* richtig erkannt hat, und wie er hierfür bereits Parallelträger mit Gegenfachwerk und schmiedeisernen Zugstangen veranschlagt (Fig. 503), ungefähr in der nämlichen Art, wie sie zehn Jahre später in Amerika (durch HOWE) eingeführt worden sind (8).

Unmittelbare Verankerungen der Kabel im festen Felsen (Fig. 504) will SEGUIN mit Hilfe von eingelassenen Ringsätteln oder dergleichen herstellen. Über Verankerungen im Widerlagsmauerwerk (Fig. 502) gibt er im wesentlichen nur solche bauliche Einzelheiten an, die von den englischen Kettenbrücken her ihm damals schon bekannt geworden waren. Wirklich hervorragend für die damalige Zeit erscheinen die in den Fig. 505 und 506 nur zum Teil wiedergegebenen Entwürfe SEGUINS für zwei Kabelbrücken seiner Bauart. Da-

nach stammt von ihm auch die für die ältesten französischen Kabelbrücken eigentümliche *Anordnung der verschiedenen Kabel mit ungleichen Pfeilhöhen*, worüber unter 88 und 89 nachzulesen ist.

4. Aus den lehrreichen Anmerkungen der Denkschrift SEGUINS möge folgendes hier noch Platz finden.

Bei Zerreißversuchen mit den *Drachtknoten* (Fig. 499 u. 500), gebildet aus Draht Nr. 13 — von 2 mm Durchmesser und 3,14 mm² Querschnitt — erfolgte der Bruch

beim Knoten der Fig. 499: Im Knoten bei 45 kg/mm²
 » » » » 500: » Draht » 47 kg/mm².

Tabelle 17. Zugfestigkeit der Drähte aus burgundischem Eisen, nach SEGUIN.

Alte franz. Draht- lehre Nr.	Gewicht für 1 m	Draht- durchmesser mm	Zugfestigkeit Z in kg/mm ²		Verlängerung beim Bruche mm für 1 m	Bleibende Verlängerung nach erfolgtem Bruche mm für 1 m
			geglüht	ungeglüht		
7	6,91	1,062	36,09	—	86—120	—
7	6,91	1,062	—	73,7	5—6	0,5—1,0
8*	8,40	1,172	38,24	—	24—50	—
18	69,30	3,366	—	56,77	3—8	0,5—1,5

* Ungleichmäßig geglüht.



Fig. 505.

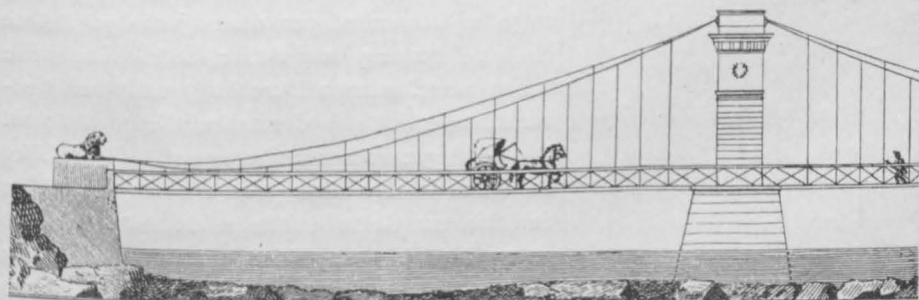


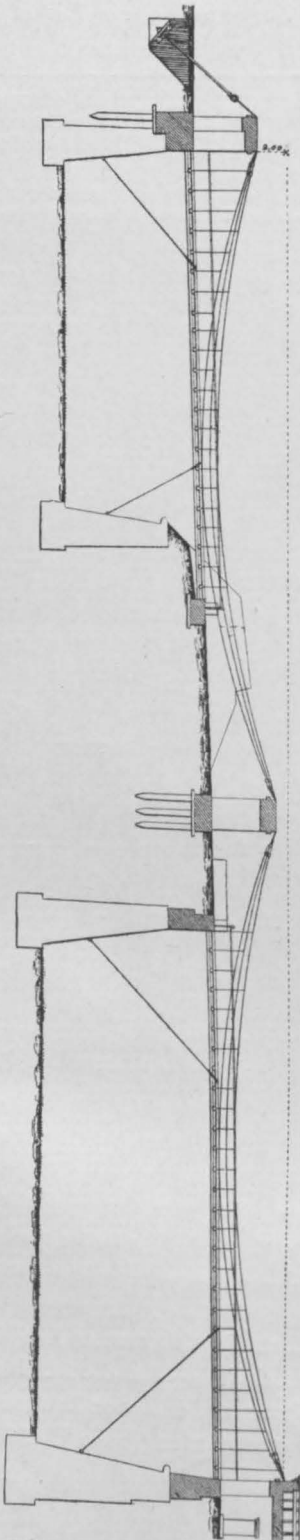
Fig. 506.

Fig. 505—506. Entwürfe für Kabelbrücken nach SEGUIN.

Beim Zerreißen eines auf zwei Sattelringen gewickelten Bündels von 44 Drähten Nr. 9 — von 1,4 mm Durchmesser und 1,54 mm² Querschnitt — hat die Bruchlast 4009 kg betragen. Das macht für 1 mm² rund 28 kg Spannung, d. h. eine Zugfestigkeit von 2,8 t/cm². Weitere Zahlen findet man in der angegebenen Quelle²³² S. 83



Fig. 507. Drahtkabelbrücke zwischen der Promenade St. Antoine und den Trancheen in Genf. 1823—1824.



Erwähnenswert ist schließlich, daß SEGUIN im Jahre 1840 in Lyon eine Eisenbahn-Kabelbrücke gebaut hat, die vorübergehend den Betrieb der Eisenbahnlinie nach St. Etienne aufzunehmen hatte. Diese Brücke erhielt hölzerne Versteifungsträger nach der amerikanischen Bauart von TOWN und lag vier Jahre im Betriebe²³⁵.

88. Die Brücke St. Antoine in Genf, erste europäische Drahtkabelbrücke (1822 bis 1823).

1. In Verbindung mit SEGUIN und durch dessen Rat unterstützt, übernahm der Ingenieur Oberstleutnant DUFOUR in Genf den Bau einer Drahtkabelbrücke, der Brücke von St. Antoine, die in zwei Öffnungen von je 40 m Stützweite über zwei dortige Stadtgräben führte, zwischen der Promenade St. Antoine und den Trancheen (Fig. 507 u. 508). Die auf etwa 13 000 Mark veranschlagte Bausumme wurde, gegen die Gewähr einer Brückengelderhebung auf die Dauer von 20 Jahren, in zwei Tagen aufgebracht²³⁶.

Die 2 m breite Brückenbahn mußte der Örtlichkeit entsprechend eine Gesamtsteigung von 2 m oder 1:40 erhalten. Deshalb liegen die Kabelstützpunkte zwischen Eingang und Ausgang der Brücke in verschiedenen Höhen. Jede Brückenöffnung besitzt sechs Drahtseile, je drei zu jeder Bahnseite, von denen jedes 90 Drähte Nr. 14 (von 2,5 mm Stärke) hält. Die Seile haben verschiedenen Durchhang und das Pfeilverhältnis ergibt sich durchschnittlich mit 1:10. Die Seillängen sind derart bemessen, daß auf jeder Bahnseite in der Mitte jeder Öffnung das obere Seil bis zur Geländerhöhe reicht, während das untere Seil bis auf Fahrbahnhöhe sinkt. Das mittlere Seil halbiert den Durchhang der beiden andern Seile. Auf den Stützpfählen liegen je drei Seile *wagerecht nebeneinander*, in der Öffnungsmitte hängen sie *lotrecht übereinander*.

²³⁵ MORANDIÈRE, *Traité de la construction des ponts etc.* Paris. 1888. S. 1497.

²³⁶ DUFOUR, *Description du pont suspendu en fil de fer construit à Genève.* 1824. — BERG, *Der Bau der Hängebrücken aus Eisendraht.* Leipzig. 1824. S. 31.

2. Um die kurzen Seilenden, die über den Stützpfählern liegen, mit den Tragseilen bei *v*, Fig. 511, zu verbinden, gebrauchte DUFOUR die in der Fig. 509 dargestellten Seilschlingen. Jedes Seil erhielt am Ende eine Schlinge, durch welche eine Spule *s* (bobine) gesteckt wurde. Deren Länge war groß genug, um zu jeder Seite der Tragkabelschlinge noch eine dünnere Drahtschlinge (écheveau) aufzunehmen, die dazu bestimmt war, den Abstand der Spulenmittel zu wahren. Der Spulenabstand mußte dabei passend gewählt werden, damit in allen Querschnitten die dem gewählten Pfeilverhältnis entsprechenden Spannungen eintreten.

Bei der in Fig. 510 dargestellten Endenfassung eines zu verankernden Drahtseiles verwendete DUFOUR *Ringsättel* (Fig. 512) aus gegossenem Kupfer oder Lagermetall, die man bequem in den Haken eines Zugankers bringen konnte. Das Schließen des Hakens (Fig. 510) geschah darauf ohne Feuer, bloß durch Anbiegen des Hakenendes mit Hilfe eines Schraubstockes und Sichern der Verbindung durch Umlegen eines Klemmrings.

Die *Hängebänder* (faisceaux suspenseurs) der Fahrbahn waren Drahtseile, je aus zwölf Drähten ohne Ende an einzelnen Stellen *gebündelt*, d. h. mit ausgeglühtem Draht Nr. 9 oder 10 (1,2 mm stark) mehrere Male umwickelt. Damit die obere Hängeseilschleife sich auf dem Tragseil nicht verschieben konnte, wurde zu jeder Seite einer solchen Schleife mit Hilfe einer Drahtumwicklung ein Wulst auf dem Tragseil gebildet. Am untern Ende faßten die Hängeseilschleifen in einen Ring,

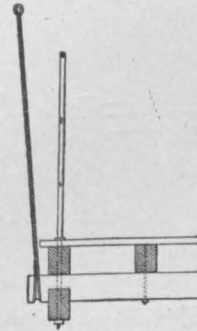


Fig. 508. Fahrbahn der Genfer Drahtkabelbrücke.

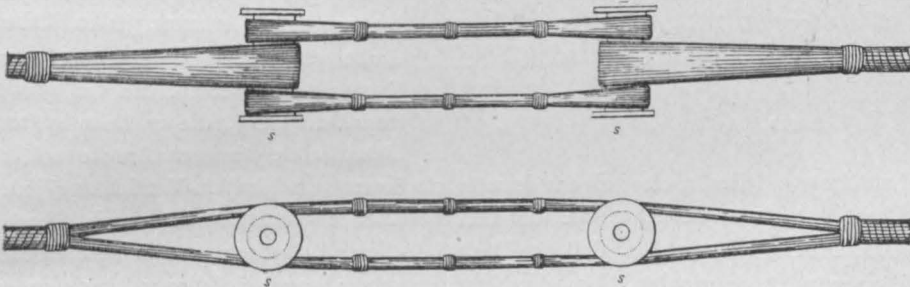


Fig. 509. Seilverbindungen nach DUFOUR in Genf.

dieser wurde über die Querhölzer der Fahrbahn geschoben und dann durch ein Band zusammengezogen, so daß die Querhölzer nicht herausgleiten konnten. Hierbei ist zu bemerken, daß DUFOUR *Kabel* (câble) und *Bündel* (faisceaux) unterscheidet, je nach der Art wie der Seilquerschnitt gebildet ist.

3. Um die Fahrbahn gegen lotrechte und seitliche Schwankungen zu sichern, war sie an zwei Stellen, die etwa im Drittel oder Viertel ihrer Länge lagen, mit den Endpfählern durch Drahtseile verankert (Fig. 508), die (im Grundriß gesehen) in schräger Richtung von der Bahn nach den Pfeilern hin führten und mit Hilfe

von Schleifenenden und Ankerspulen (Fig. 513 und 514) im Mauerwerk befestigt waren. Zu ihrer Verbindung mit der Fahrbahn diente je ein wagerecht an die Randbalken geschlossener Bolzen, über welchen das obere Seilende faßte. Die weitem Einzelheiten der Fahrbahn erläutern die Fig. 507 und 508. Man sieht daraus, wie bei dieser ersten Drahtkabelbrücke Europas schon schräggestellte

Trägerwände (47) angeordnet worden sind.

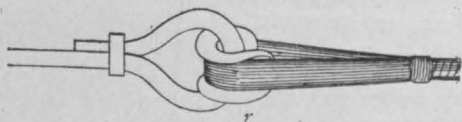


Fig. 510. Seilschloß nach DUFOUR.

Das Eigengewicht der ganzen Brücke wird mit 8 t angegeben. Als Verkehrslast waren für eine der beiden Öffnungen 160 Personen mit zusammen 10,5 t angenommen worden.

Das macht nur $10500 : 80 = 132 \text{ kg/m}^2$. Das Eisen wurde mit schwarzer Ölfarbe gestrichen, nachdem die Drahtseile vorher schon zweimaligen Anstrich mit trockenem Öl erhalten hatten. Die Kosten des am 1. August 1823 eröffneten Bauwerkes haben etwa 13100 Mark betragen oder 164 Mark/m² des Fahrbahngrundrisses.

4. Sehr lesenswert sind die Kapitel 4 und 5 der Schrift von DUFOUR, worin er die Berechnung der Brücke und die *Herstellung* ihrer Kabel ausführlich beschreibt. Ich entnehme daraus nur solche Einzelheiten, die geschichtliche Bedeutung haben.

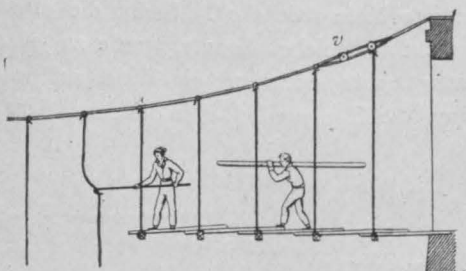


Fig. 511. Aufhängen der Drahtseile.

DUFOUR hat aus seinen zahlreichen Versuchen über die Festigkeits- und Elastizitätseigenschaften des Eisendrahtes, sowie auch aus den beim Bau einer 12,6 m weiten *Versuchsbrücke* gewonnenen Erfahrungen die Notwendigkeit erkannt, jeden Kabeldraht vor seiner Verwendung einer Zugkraft auszusetzen, die viel größer ist als diejenige, die er beim spätern Betriebe der fertigen Brücke erfährt.

Er belastete daher in einer eigens dazu geschaffenen maschinellen Vorrichtung jeden Draht mit einem Gewichte, das der Hälfte seiner Zugfestigkeit entsprach. Vorher hatte er bereits festgestellt, daß der Draht bei dieser Belastung noch keine bleibende Längenänderung annahm. Um die Kabel in genau vorgeschriebener Länge zu erhalten oder um mehrere Kabelteile zu einem ganzen Kabel von bestimmter Länge bequem und sicher zusammenlegen zu können, verwendete er *Seilschlosser*, wie sie in der Fig. 513 veranschaulicht werden. Andere Seilschloßformen DUFOURS vergliche man unter 91. Die zwischen einzelnen Kabelteilen nötigen Verbindungsschleifen (Fig. 509) nennt er *«chaînes»*.

5. Nach Ablauf der zwanzigjährigen Berechtigung zur Erhebung des Brückenzolles berichtet DUFOUR über den Zustand der Brücke²³⁷ von St. Antoine. Die

²³⁷ DUFOUR, Nouvelles épreuves d'un pont suspendu en fil de fer, construit à Genève, de 1822 à 1823. Annales des ponts et chaussées. 1844. II. S. 89.

bei dieser ersten Kabelbrücke des europäischen Festlandes von SEGUIN und DUFOUR angewendeten Herstellungsmittel waren im wesentlichen unverändert geblieben. Nach der Übernahme seitens der Schweizer Regierung wurde die Brücke einer Probebelastung unterworfen, wobei eine damals in der Regel für ausreichend erachtete gleichmäßige Last von 200 kg/m^2 auf die Fahrbahn gebracht wurde. Im übrigen verliefen die Proben in ähnlicher Weise, wie sie nachfolgend (89) für die Rhônebrücke zwischen Tain und Tournon beschrieben worden sind. Wie der gute Ausfall der Proben ergab, hatte die Brücke von St. Antoine nach Ablauf der 20 Jahre an Tragfähigkeit noch nichts eingebüßt.

Im Jahre 1831 baute DUFOUR eine zweite Kabelbrücke über die Genfer Stadtgräben, deren wichtigste Einzelheiten unter 91 dargestellt und beschrieben werden. Über die ebenfalls von DUFOUR (1834) gebaute alte Kettenbrücke, des *Pont des Bergues über die Rhône in Genf*, ist unter 84 nachzulesen.



Fig. 512.
Ringsattel (sellette)
des Seilschlosses
in Fig. 510.

89. Die erste französische Drahtseilbrücke über die Rhône zwischen Tournon und Tain (1824—1825).

1. In der zweiten Auflage seines Werkes über die Drahtseilbrücken berichtet SEGUIN der Ältere²³² über den 1825 vollendeten Bau der *Rhônebrücke zwischen Tain und Tournon*, die zwei Öffnungen von je 85 m Weite besaß (Fig. 515)

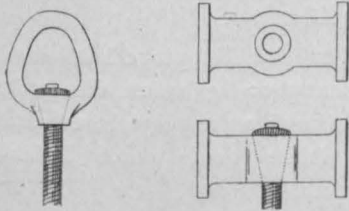


Fig. 513. Seilschlösser nach DUFOUR.
1823.

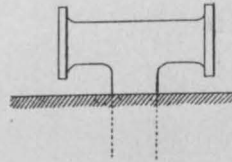
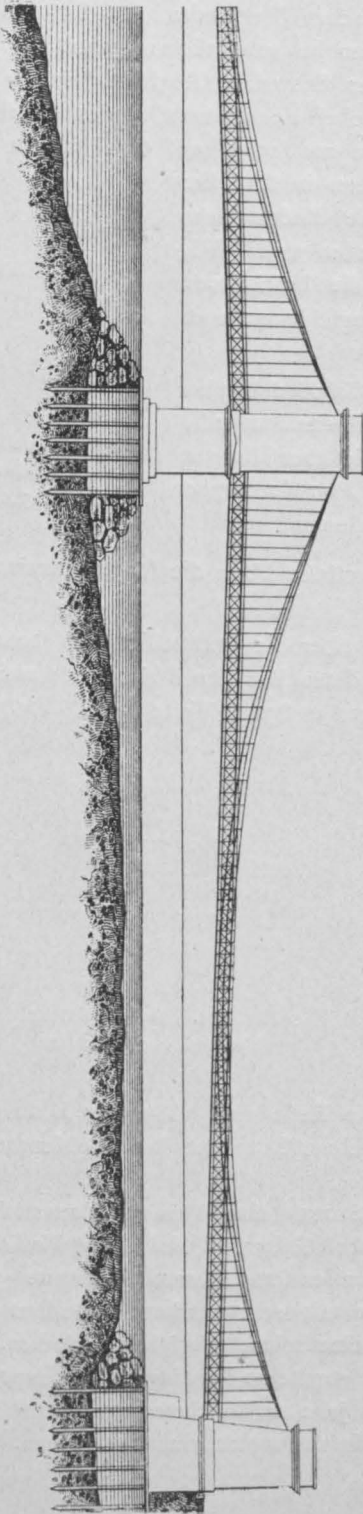


Fig. 514. Ankerspule, im
Mauerwerk eingelassen.

und von welcher (unter 87) bereits kurz die Rede war. Von der königlichen Bauerlaubnis, vom 22. Januar 1824, an gerechnet hatte der Bau 18 Monate gedauert.

Bevor die Bauarbeiten begannen, ließ SEGUIN eine kleinere *Versuchsbrücke* bauen. Das war ein *Drahtbrücke über den Galorefluß bei Saint Vallier im Département de l'Isère*, 15 km von Tournon entfernt, deren Stützweite 30 m maß, bei 1,65 m Fahrbahnbreite. Sie war mit sehr starken Geländern ausgestattet, die, wie SEGUIN sagt, der Brücke »eine solche Steifigkeit verleihen, daß 15 oder 20 Personen beim Überschreiten fast gar keine Schwingungen verspüren«. Auf jeder Bahnseite lagen zwei Tragkabel von je 2 cm Durchmesser, die mit Hilfe von Ringsätteln (Fig. 498 und 512) im Pfeilermauerwerk verankert waren. Die

Fig. 515. Ansicht der Rhônebrücke zwischen Tain und Tournon. 1825. Nach Seguin.



Bahn hing an 58 lotrechten Seilen, von denen jedes aus *einer* Drahtlänge derart zusammengelegt war, daß es im Querschnitt vierdrähtig wurde und unten und oben ein Schleifenende erhielt.

Die Befestigung der Hängeseile an den Tragseilen erfolgte — wie bei der Genfer Brücke — zwischen wulstartigen Wickelungen. Die verschiedenen Längen der Hängeseile wurden versuchsweise ermittelt, indem man einen Draht von entsprechender Länge in 29 Punkten mit je 5 kg Gewicht belastete und an beiden Enden solange spannte, bis sein *Pfeil* genau auf das vorgeschriebene Maß von 2,2 m gebracht war. Tragkabel und Hängeseile wurden in der Werkstatt fertig verbunden und darauf ohne große Vorsichtsmaßregeln auf die Baustelle verbracht. Dort wurden die Querhölzer der Bahn in die Hängeseilschleifen geschoben und der Bohlenbelag aufgelegt (vgl. Fig. 508 der Genfer Brücke), nachdem vorher die Belastung der Verankerungen entwurfsgerecht ausgeführt war.

Für eine Fußgängerbelastung von im ganzen 5000 kg waren die größten Seilkräfte auf 17 000 kg berechnet worden. Die Probe wurde durch Bedecken der Fahrbahn

mit Kies	von 4500 kg Gewicht
» 15 Personen »	900 » »
zusammen	5400 kg Gewicht

durchgeführt. Später wurden 2000 kg Kies abgetragen und dann die Bahn mit 70 Personen belastet. Dadurch erhöhte sich das Probegewicht auf 6700 kg. SEGUIN bemerkt dazu: »Diese so furchtbare Probe verursachte jedoch keinen Riß im Mauerwerk und keine Bewegung der Massen; das scheint darauf hinzuweisen, daß man bei einer derartig angeordneten Verankerung fast vollständig das erwarten kann, was die Rechnung ergibt«.

2. Bevor SEGUIN die Kabel der Rhônebrücke legen ließ, bereiste sein Bruder CAMILLE alle Drahtfabriken Burgunds und studierte deren Einrichtungen. Sein Bruder PAUL probierte daheim die Festigkeit verschiedener Drähte und schaffte in *Annonay* die neusten Einrichtungen zur Herstellung von Drahtkabeln. Auch baute er eine Festigkeitsmaschine, mit deren Hilfe man Zerreißproben *bis zu 50 t Zugkraft* anstellen konnte. Während diese Vorbereitungen im Gange waren, begab sich SEGUIN auf die Baustelle. Dort schlug man am 28. Mai 1824 den ersten Pfahl für eine Arbeitsbrücke. Bis zum 12. Juli führte man die Stützpfeiler hoch und schon am 22. August konnten die regierungsseitig vorgeschriebenen Belastungsproben vorgenommen werden. Am 25. August folgte die Eröffnung.

SEGUIN gibt einen Auszug aus dem Berichte des abnehmenden Regierungsbeamten. Danach wählte man für die Probelastung die an das Tainufer stoßende Öffnung, deren Uferpfeiler auf *Beton* gegründet war, während der Pfeiler der Tournonseite auf festem *Felsen* stand. Die Straßenfahrbahn hatte 2 m Breite, daneben lag noch je ein 1,2 m breiter Fußweg. Man füllte nun auf der Fahrbahn einen Kasten ohne Boden, von 2 m im Geviert, mit 1000 kg Rhônekies, hob den Kasten ab und setzte ihn unmittelbar neben dem ersten Kieshaufen wieder hin; füllte ihn, hob ihn ab und setzte dies Verfahren fort, bis 12 t Kiesmasse — 2 m breit und etwa 13 cm hoch — vom Tainufer aus auf der Fahrbahn gleichmäßig verteilt lagen. Dann wurde zum ersten Male die dadurch verursachte Senkung der mittleren Tragseile in der Öffnungsmitte gemessen.

Die Belastung wurde in der angegebenen Weise fortgesetzt, bis 26 t Kieslast aufgebracht waren. Die *Senkungen* wurden gemessen:

bei 12 t Last mit	15,0 cm
» 26 t » »	19,5 »
» 45 t » »	12,0 ».

Die Verringerung der Senkung von 19,5 auf 12 cm hatte folgenden Grund: Die Lasten von 12 t und 26 t waren *einseitige*, erst die Last von 45 t war eine über die ganze Öffnung reichende gleichmäßige Volllast. In dem Maße, wie nun die einseitige Last die Öffnungsmitte überschritt, hoben sich dort die Tragkabel solange, bis bei voller symmetrischer Last von 45 t die Hebung das Maß von 7,5 cm erreicht hatte.

Während des Fortschreitens der Belastung wurden auch (unter Anwendung von Wasserwagen) die Bewegungen der Stützpfeiler gemessen. Nachdem der Abnahmebeamte die Brücke in allen ihren Teilen bis dahin tadellos arbeitend gefunden hatte, ordnete er eine Vergrößerung der gleichmäßigen Volllast auf 58 t an. Dabei vergrößerte sich der Pfeil in der Öffnungsmitte noch um 2,5 cm. Schließlich wurden vom Tournonufer aus *zwei Wagen*, der eine mit Sand, der andere mit Steinen beladen, bis zur Mitte der unbelasteten Öffnung vorgefahren. In diesem Augenblicke maß man nochmals die Pfeilhöhe des mittlern Tragseiles der Tainseite und fand sie 3,25 cm *kleiner* als diejenige der *unbelasteten* Öffnung oder 18 cm kleiner als diejenige, welche von der gleichmäßigen Volllast von 58 t erzeugt worden war.

Die beiden Wagen mit ihren Pferden wogen 7,9 t. Die Gesamtbelastung erhöhte sich damit auf 65,9 t. Das macht für $84 \times 4,2 = 353 \text{ m}^2$ Brückenbahn nur 183 kg/m^2 . Das entspricht etwa einer Belastung von drei Personen à 60 kg auf 1 m^2 , was NAVIER damals für das Höchste hielt, was Hängebrücken zu tragen hätten. Die Zeiten haben sich inzwischen sehr geändert. Heute würde man die Brücke mindestens mit der doppelten Probelast prüfen (24).

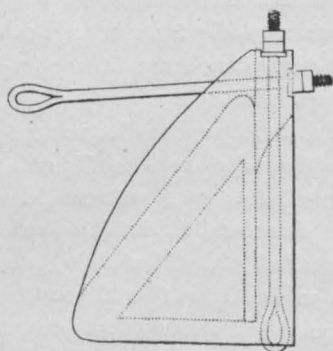


Fig. 516. Gußeisenblock auf den Stützpfeilern zum Anschluß von Trag- und Rückhaltseilen.

3. Die baulichen Einzelheiten der Rhônebrücke sind (nach SEGUIN) in den Fig. 516—519 dargestellt. Die Hauptmaße sind folgende:

Stützweite 85 m; Pfeilhöhe des mittlern Tragseiles 8,5 m; Fahrbahnbreite, einschließlich Fußwege, 4,20 m. Auf dem Mittelpfeiler verbreiterte sich die Fahrbahn auf 6,2 m. Es lagen sechs Seile zu jeder Bahnseite, je aus 112 Drähten von Nr. 18 (3,4 mm Stärke) gebildet. Jedes Seil war aus drei Teilen von 30 m Länge hergestellt. Das geschah mit Hilfe von 56 Drahtumwicklungen von zwei gußeisernen *Seilschlössern*, wie sie die Fig. 513 veranschaulichen, die der ersten Auflage der Schrift von SEGUIN entnommen sind.

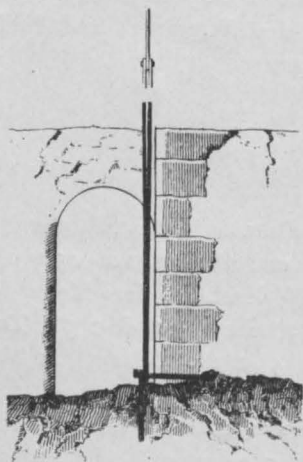


Fig. 517. Tournonufer.

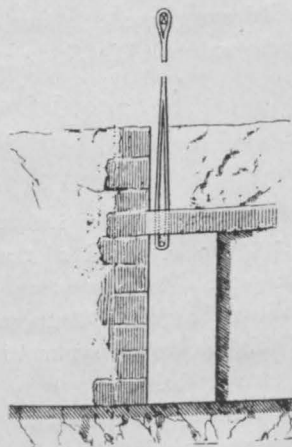


Fig. 518. Tainufer.

Fig. 516—518. Verankerungen der Rückhaltseile der Rhônebrücke.

Auf den Stützpfeilern lagen die sechs Seile in einer Gesamtbreite von 1,2 m wagerecht nebeneinander. Dabei erhielten alle sechs ungleiche Längen und deshalb auch *verschiedene Pfeilhöhen*. In der Mitte jeder Öffnung lagen die Seile in einer lotrechten Ebene, deshalb mußten die Hängeseile der Fahrbahn von der Brückenmitte ab nach den Pfeilern hin verschieden geneigt sein. Dadurch erhielt das Brückeninnere von der Fahrbahn aus gesehen, wie SEGUIN sagt, »das Ansehen

einer *Wiege*. Von den mit verschiedenen Pfeilhöhen aufgehängten Tragseilen sagt er »sie gewähren den Anblick von weitgespannten Girlanden, deren Enden auf den Stützpfählern zusammengehalten werden«. Man vergleiche hierzu den von SEGUIN herrührenden, in der Fig. 505 wiedergegebenen, malerischen Entwurf einer Seilbrücke, deren Girlandenenden auf jeder Uferseite von einer Männergestalt mit den Händen gehalten werden.

Die *Rückhaltseile* und *Tragseile* je einer Brückenseite waren oben auf den Uferpfählern je für sich in einem schweren Gußeisenblock befestigt, der bei 50 cm Breite und Höhe 1,2 m lang war und zwölf Öffnungen besaß, in denen kurze mit Schraubengewinde und Doppelmuttern versehene Schleifenenden für den Anschluß jener Seile befestigt waren (Fig. 516). Die Rückhaltseile führten lotrecht an den Pfeilerwänden hinunter zu ihrer Verankerung. Auf dem Tournonufer war jedes Seil an zwei in eine lange Schleife gebogene Flacheisen geschlossen (Fig. 517), die mit zwei im Felsboden befestigten Ankern verbunden waren. Auf dem Tainufer, wo der Felsen fehlte, griffen die Flacheisenschleifen über starke Bolzen, die in einer 1,5 m hohen, stark belasteten Werksteinschicht verankert waren (Fig. 518).

In dem *Mittelpfeiler* war für die Lagerung der Tragseile oben eine halbkreisförmige Rundung vorgesehen, die mit Werksteinen verkleidet und mit Blech abgedeckt war. Jedes der 24 Seile, die von beiden Uferpfählern her hier zusammen kamen, führte an der betreffenden Mittelpfeilerwand lotrecht weiter bis auf etwa 5 m Höhe über dem Sockel. Dort faßte das Schleifenende jedes Seiles über einen im Mauerwerk verankerten Dorn, und dieser wurde mit Hilfe einer Flacheisenschleife unten im Sockelmauerwerk verankert (Fig. 519). So ist zu erkennen,

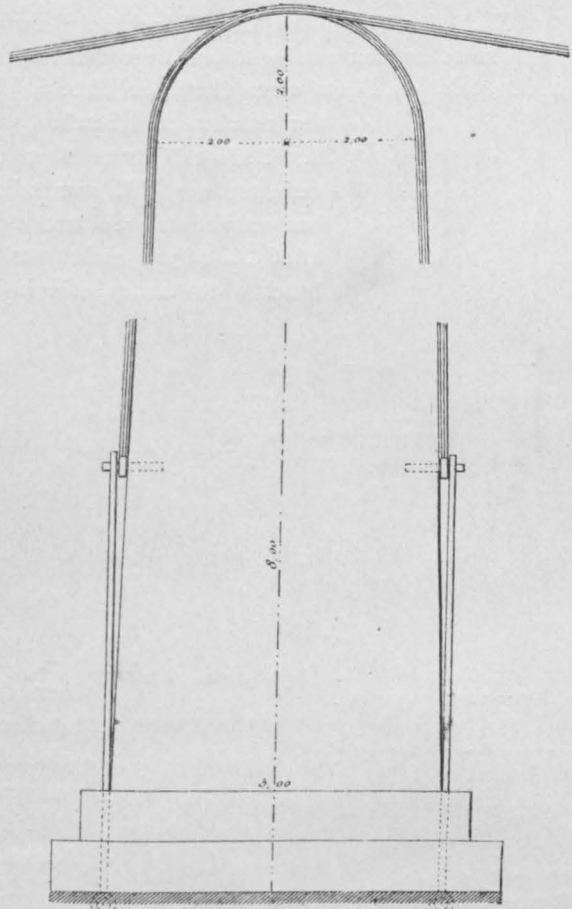


Fig. 519. Kabelverankerung.

wie die Tragkabel jeder der beiden Öffnungen unabhängig voneinander verankert wurden. *Diese Art der Verankerung ist bei den französischen Drahtkabelbrücken auch heute noch viel in Gebrauch.*

90. Die ältesten Kabelbrücken Frankreichs über die Rhône (1825 bis 1830).

1. Nach der Vollendung der Rhônebrücke zwischen Tournon und Tain (89) begann zwischen den an der Rhône liegenden Städten ein förmlicher Wettbewerb um den baldigen Besitz einer ähnlichen Brücke. Der damalige Generaldirektor der Brücken und Straßen, an dessen Vorgänger BECQUEY der Bericht NAVIERS über die englischen Hängebrücken gerichtet war (59), war sehr geneigt, den Kabelbrückenbau zu fördern. So kam es, daß binnen vier Jahren, von 1826 bis 1830, nicht weniger als sieben neue Rhônebrücken entstanden, die in der Reihenfolge, wie sie von

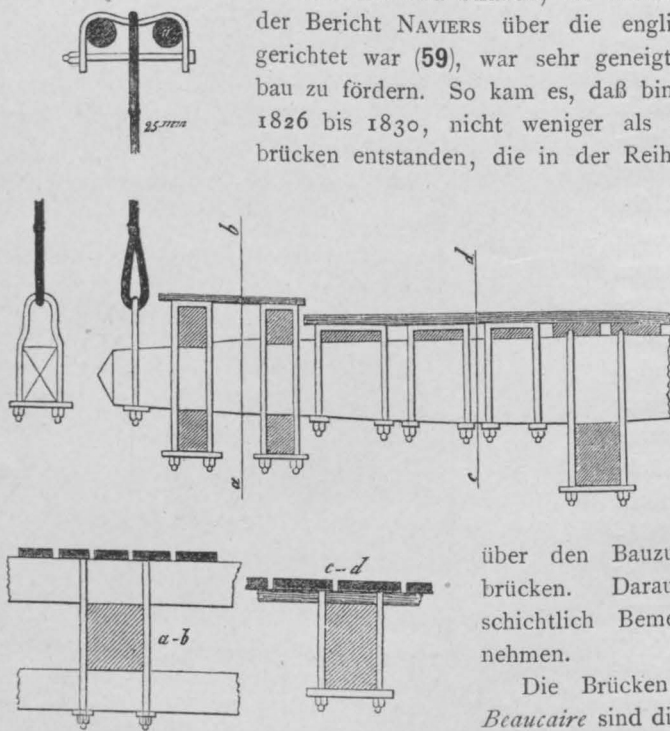


Fig. 520. Fahrbahn der Brücke von Valence und deren Aufhängung.

Lyon stromabwärts liegen, in der folgenden Tabelle 18 aufgeführt sind.

Der Oberingenieur VICAT²³⁸ berichtete (unter dem 6. Oktober 1830) an den Generaldirektor

über den Bauzustand jener Kabelbrücken. Daraus ist manches geschichtlich Bemerkenswerte zu entnehmen.

Die Brücken von *Serrières* und *Beaucaire* sind die einzigen, bei denen auf den Endpfeilern keine Portale, sondern nur niedrige Steinsockel errichtet wurden, und deren Rückhalt-

seile über die Sockelkrone in schräger Richtung zur Verankerung im Widerlagsmauerwerk verliefen. In *Vienne* führen die Tragkabel über hohe Portale und unter einem Winkel von etwa 60 Grad zur Wagerechten zur Verankerung. In *Fourques*, *Andance*, *Saint Andréol* und *Tain* (89) bilden die Portale zugleich das Verankerungs-Mauerwerk, weil die Rückhaltseile nahezu oder ganz lotrecht an den Portalwänden herunter geführt und unterhalb der Bahnhöhe verankert werden.

²³⁸ VICAT, Ponts suspendus en fil de fer sur le Rhône. Annales des ponts et chaussées. 1831. I. S. 93.

Tabelle 18. Die ältesten Kabelbrücken Frankreichs über die Rhône.
1825—1830.

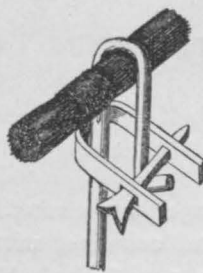
Nr.	Über die Rhône bei	Öffnungen		Breite der Brücke m	Bemerkungen
		Zahl	Stützweite m		
1	Vienne	2	86,00	6,00	Wie die unter 1, 3 u. 7 genannten Brücken beschaffen waren, hat DULK beschrieben. Drahtstärken der Ka- bel 2,5 mm oder 3 mm.
2	Tain und Tournon . .	2	85,00	4,20	
3	Valence	2	117,00	4,20	
4	Serrières	2	101,00	4,20	
5	Andance	2	{ 90,00 40,00 }	4,40	
6	St. Andéol	3	85,00	4,40	
7	Beaucaire-Tarascon . .	4	{ 2 je 120,0 m 2 > 93,6 > }	6,30	
8	Fourques	2	69,68	5,02	

Die runden *Kabel* oder *Seile*, deren Zahl zwei bis sechs beträgt, waren aus etwa 2,5 oder 3 mm starken Drähten gebildet und in ihren Stützpunkten in Abständen von etwa 15—20 cm in gleicher Höhe gelagert. Von dort aus verlief auf einer und derselben Bahnseite *jedes Seil mit anderer Pfeilhöhe*, so daß alle Seile zusammen einer *Girlande* ähnlich sahen. Auf den Mittelpfeilern kreuzten sich — wie schon unter 89 erläutert — die Seile jeder Öffnung zu ihrer unter der Bahn belegenen Verankerung (Fig. 519).

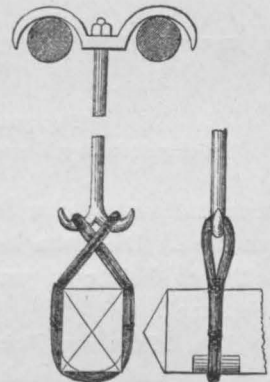
Die Tragstangen sind Seile und an den Kabeln mit Hilfe von übergelegten Schleifenringen oder Sätteln befestigt (Fig. 520 und 521). — *Längen- und Querverbände fehlten bei allen Brücken.*

Nach dem Berichte VICATS befanden sich die Rhônebrücken, soweit die Kabelanordnungen in

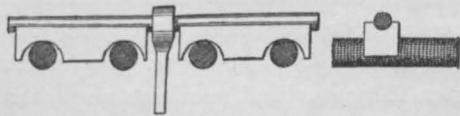
Betracht kommen, in einem mehr oder minder schlechten Bauzustande. In erster Linie bemängelt er die ungenaue Herstellungsart der Kabel, das unzuverlässige Verfahren ihrer Verankerung und das Fehlen eines sachgemäßen Rostschutzes, dabei nimmt er aber die Brücken von *Tain* (89) und *St. Andéol* aus, weil diese von ihren Erbauern — SEGUIN und PLAGNIOL — mit der größten Sorgfalt her-



Beaucaire.



Pont Napoléon, Lyon.



Pont de l'Hôtel Dieu, Lyon.

Fig. 521. Aufhängung der Bahn bei verschiedenen Rhônebrücken.

gestellt worden seien. Er kommt dann zu dem Schlusse, daß bei allen acht Brücken die größten Kabelspannungen *über die Elastizitätsgrenze des verwendeten Drahtes hinausgingen*. Bei den Brücken von *Vienne*, *Andance* und *Serrières* beobachtete er mit bloßem Auge Bündel von 20—30 Drähten, worin diese ganz lose lagen, ohne an den Spannungen teil zu nehmen. Ebenso war es in *Fourques* und *Beaucaire*. Dabei war der Ölanstrich der Kabel überall nachlässig ausgeführt und das Bleiweiß darin ungenügend zerrieben und gemengt. In *Beaucaire* hatte man der Sicherheit wegen damals schon sich genötigt gesehen, den Brückenverkehr einzuschränken: *Trabffahren* wurde für jederlei Art von Gespannen untersagt, auch wurde Wagen und Vieh zur gleichen Zeit immer nur in einer beschränkten Zahl über die Brücke gelassen. VICAT selbst hat Vorschläge zur Verbesserung der vorgefundenen Übelstände gemacht, worüber weiterhin (91) näheres gesagt wird. Genauere bauliche Einzelheiten der Brücken gibt er nicht, jedoch besitzen wir über die *Tainbrücke* ausführliche Nachrichten (89) durch SEGUIN und über die Brücken in *Vienne*, *Valence* und *Beaucaire* haben wir Nachrichten von DULK aus dem Jahre 1860, die erkennen lassen, wie wenig in den 30 Jahren, von 1830 bis 1860, an den genannten Bauwerken (deren Unterhaltung den betreffenden Stadtgemeinden oblag) verbessert worden sein mag.

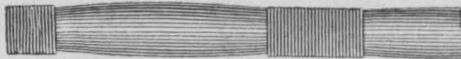


Fig. 522.

Kabelumwicklung älterer Rhônebrücken.

2. In *Vienne* lagen (nach DULK) zu jeder Brückenseite zwei Kabel von je 9 cm Durchmesser, auf dem Mittelpfeiler etwa in 11 m, auf den Endpfeilern in etwa 3,7 m Höhe gestützt. Die 2,5 cm starken Tragseile besaßen

oben und unten eine Schlinge, mit deren Hilfe sie Kabel und Bahnquerträger umfaßten. Die Bahn bestand aus einer mittleren 6 m breiten Straße und zwei seitlichen Fußstegen von je 1 m Breite. Verankerungen wie oben beschrieben (Fig. 519).

Die Brücke von *Valence*, der Hauptstadt des Département de la Drôme, besaß ebenfalls auf jeder Bahnseite zwei Kabel, 9,5 cm stark und etwa in gleichen Höhen wie bei der *Viennebrücke* gestützt. Jedes 2,5 cm starke Tragseil faßte mit seiner obren Schleife über einen Sattel der beiden Kabel (Fig. 520). Die untere Schleife trug einen Bügel, der um den Kopf eines Bahnquerträgers geschlungen war. Wie die Fig. 520 erkennen läßt, besaß die Fahrbahn einen starken *Längenverband*, wodurch eine erhebliche *Quersteifigkeit* der Bahn erzielt wurde. Jedoch machte sich beim Befahren mit beladenen Wagen eine mit diesen fortschreitende Wellenbewegung bemerkbar, die vermeidbar gewesen wären, wenn die Langhölzer der Bahn in den Endpfeilern entsprechend fest gelagert worden wären.

Hervorzuheben ist die hier angeordnete *Schrägstellung der Kabeltragwände*, die jedenfalls zur Beschränkung der Seitenbewegung der Fahrbahn wesentlich mit beigetragen hat. Merkwürdigerweise haben auch die Tragseile in der Wand eine *schräge* Lage erhalten, wozu aber irgend eine Notwendigkeit nicht vorlag.

3. Bei der Brücke von *Beaucaire* lagen auf jeder Brückenseite fünf Kabel von je 5,5 cm Durchmesser auf den portalartigen Mittelpfeilern in etwa 8 m, auf den

Landpfeilern in etwa 3 m Höhe gestützt. Die Kabeltragwände waren wie in *Valence* schräggestellt, so daß sie im Aufriß und Grundriß Seillinien bildeten. Wie schon vorhin erwähnt, besitzt jedes zusammengehörige Kabelpaar eine besondere Pfeilhöhe. Die der Bahn zunächst liegenden Kabel senkten sich fast bis auf Bahnoberkante herab. Die folgenden Paare hingen weniger tief, so daß die Scheitel des äußersten Paares noch etwa 1 m über Bahnhöhe blieben. Die an den äußersten Kabeln hängenden Querschwellen fallen danach etwa 1,6 m länger aus, als die übrigen. Sie wurden deshalb zur Versteifung des Brückengeländers ausgenützt, indem man dessen Wand gegen die Schwellen verstrebt. In den beiden Endpfeilern waren die 2,5 cm starken Tragsaile an einem der fünf Kabel und mit der Bahn in gleicher Weise verbunden, wie bei der Viennebrücke. In den beiden Mittelöffnungen hatte man aber Rundeisen-Tragstangen von 3 cm Durchmesser verwendet, deren Verbindung mit dem Kabel in etwas ungewöhnlicher Art, wie es die Fig. 521 veranschaulicht, angeordnet war.

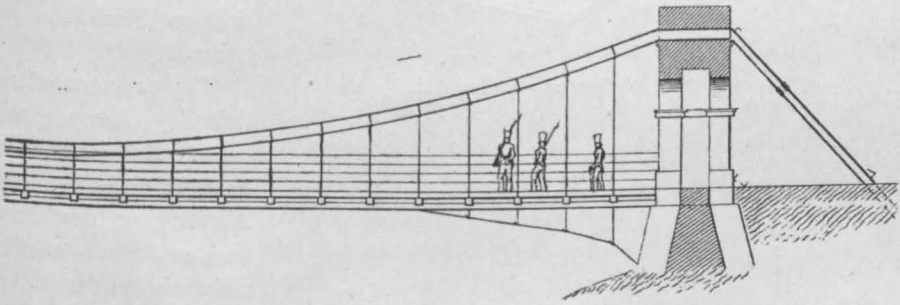


Fig. 523. Die zweite Kabelbrücke von DUFOUR über die Stadtgräben in Genf. 1831.
Öffnung nach der Stadtseite.

Die beschriebene Art des Bahnaufhängens erscheint unzweckmäßig. Es wird dabei das Eigengewicht des Überbaues wohl ziemlich gleichmäßig über die fünf Kabel jeder Bahnseite verteilt, aber durchaus nicht die Verkehrslast, denn diese wird vorzugsweise nur diejenigen Kabel beanspruchen, deren Tragstangen jeweilig in ihrer Nähe liegen.

Die Fig. 521 veranschaulicht (zum Vergleich mit den ältesten Rhônebrücken) auch noch die Art des Bahnaufhängens bei zwei einige Jahre später als diese gebauten Rhônebrücken in Lyon. Der *Pont Napoléon* besaß drei Öffnungen, von denen die mittlere 80 m und die beiden Seitenöffnungen je 55 m maßen. Die Brücke ist eine der ersten, bei welcher zwischen den Spitzen der vier Stützpfeiler in jeder Öffnung gerade *Spannseile* angeordnet waren, die sich auf den Endstützpfeilern an die Rückhaltseile schlossen. Sowohl die Spannseile als auch die eigentlichen Tragsaile waren hier nicht auf ihrer ganzen Länge mit dünnem ausgeglühten Draht umwickelt, sondern nur in kurzen Abständen (Fig. 522). Der *Pont de l'Hôtel Dieu* besaß ebenfalls drei Öffnungen, zwei von je 65 m und eine von 70 m Weite, zeigte aber keine Spannseile zwischen den Stützpfeilerspitzen. Über *Spannseile* ist Näheres unter 94 zu vergleichen.

gr. Dufour, Vicat und Martin über die Herstellung von Kabelbrücken (1824—1834).

1. DUFOUR²³⁹ baute in den Jahren 1830—1831 in Genf eine zweite Kabelbrücke über die Stadtgräben mit zwei gleichen Öffnungen von je 40,5 m. Sie wurde nur von Fußgängern benutzt und besaß eine Fahrbahn von 2,3 m Breite und etwa 90 m Länge. Auf jeder Bahnseite einer Öffnung lagen zwei (aus 2 mm starken Drähten gebildete) Kabel, im Abstände von 30 cm übereinander. Das obere Kabel hielt 25 mm, das untere 29 mm im Durchmesser (Fig. 523).

Die Rückhaltketten laufen auf der Stadtseite an den Endpfeilerwänden zu den Verankerungen hinunter, während sie auf der (in Fig. 523 dargestellten) gegenüberliegenden Seite in schräger Richtung zur Verankerung führen. Die vier Ankerketten — je eine für ein Kabel — sind aus Flacheisen gebildet.

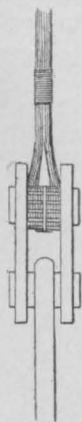


Fig. 525.
Verbindung von Kabel
und Ankerkette.

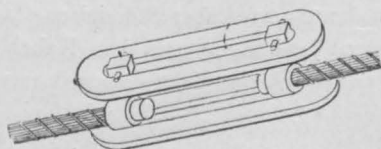


Fig. 524.
Verbindung zweier Kabelenden.

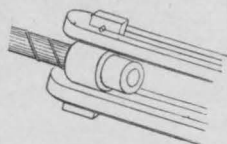


Fig. 526.
Verbindung von Kabel
und Kette.

Fig. 524—526. Verbindungen von Kabeln
mit Hilfe von Seilköpfen.

Fig. 525 veranschaulicht den Übergang von einem Kabelende auf eine Ankerkette. Die Aufhängung der Bahn an den Kabeln erfolgte nicht wie bei der St. Antoinebrücke durch Seile, sondern durch runde Hängestangen von 12 mm Durchmesser (Fig. 527 und 528). Die beiden

Kabel jeder Bahnseite sind dabei unter sich durch Drahtseile mit Schleifenenden verbunden (Fig. 528). Die Fig. 524—526 erläutern die Verbindung von zwei Kabelenden, sowie auch die Verbindung eines Kabelendes mit einer Ankerkette. Die Hängestangen führen an ihrem untern Ende durch die Fahrbahnquerschwellen und sind mit diesen verbolzt. Über den Querschwellen liegen durchgehende Saumswellen, die den Bohlenbelag aufnehmen und zur Geländerbefestigung dienen. Die Geländerstützen reichen durch Saum- und Querschwellen.

2. Ein ungenannter Verfasser²⁴⁰ gab 1832 einen ausführlichen Auszug aus den Schriften von DUFOUR, die dessen Bau der St. Antoinebrücke in Genf zum Gegenstande haben. Danach fand DUFOUR bei seinen ersten Versuchen folgende *Zugfestigkeiten* von Eisen- und Messingdrähten.

²³⁹ Bibliothèque universelle de Genève. Dezember 1831. — HANN & HOSKING, The Theory, Practice and Architecture of Bridges. London. 1843. Bd. I. Description of plate 121.

²⁴⁰ M. L. C. M., Analyse et extrait des deux ouvrages de M. G. H. DUFOUR, sur les ponts suspendus. Annales des ponts et chaussées. 1832. I. S. 85.

Tabelle 19. Zugfestigkeiten von Drähten aus Eisen und Messing.
Nach DUFOUR. 1822—1823.

Draht-Nr.	Draht-Durchmesser mm	Draht-querschnitt mm ²	Zugfestigkeit in atm			Bemerkungen
			unausgeglüht Eisen	Messing	ausgeglüht Eisen	
4	0,85	0,569	84,40	85,40	36,90	Die Eisendrähte stammten aus der Hütte <i>Laferrière</i> .
13	1,90	2,835	69,10	66,10	35,70	
17	2,75	5,941	64,30	—	33,00	Für die gleichen Nrn. aus der Hütte St. Gingolf fand DUFOUR im Mittel 59,95 atm.
19	3,70	10,752	72,20	—	37,40	
Zugfestigkeit im Mittel			72,50	—	35,75	

DUFOUR hatte sich angesichts der hohen *Festigkeit* der Messingdrähte gefragt, ob es nicht etwa ein Mittel gäbe, diesen eine größere *Zähigkeit* zu verleihen. Die Festigkeit der Messingdrähte wird aber mit ihrem Durchmesser kleiner. Auch waren damals, abgesehen von ihrer geringen *Zähigkeit*, ihre Kosten *fünfmal* höher als für

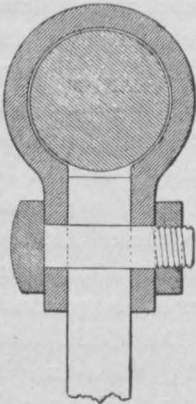


Fig. 527. Verbindung von Kabel und Hängestange.

Eisendraht. Ihre Anwendung war deshalb ausgeschlossen. Bei seinen Versuchen über *Längenänderungen* und *Bruch* von Eisendraht, sowie auch über den Einfluß von *Drahtkrümmungen* oder *Biegungen* (plis), *Drahtknoten* (noeuds) und *Drahtverbindungen* (ligatures) hat DUFOUR folgendes festgestellt:

a) Ungeglühter Draht Nummer 13 (von 1,9 mm Durchmesser), der in einer Schleife von 15 mm Durchmesser gebogen und dann gespannt wurde, brach regelmäßig in der Biegung bei einer Spannung, die viel kleiner war als seine Zugfestigkeit.

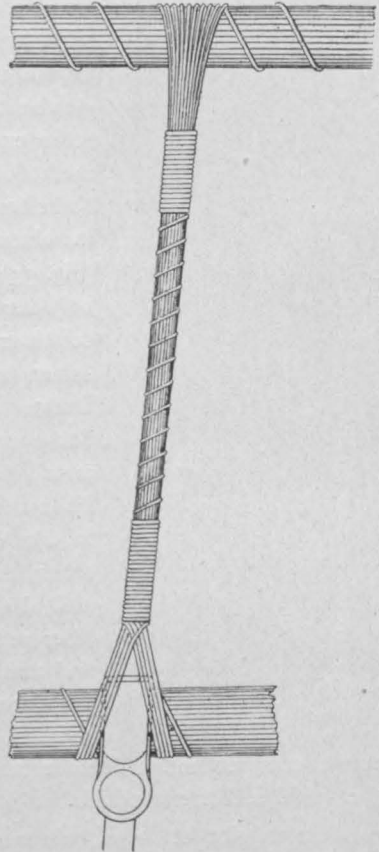


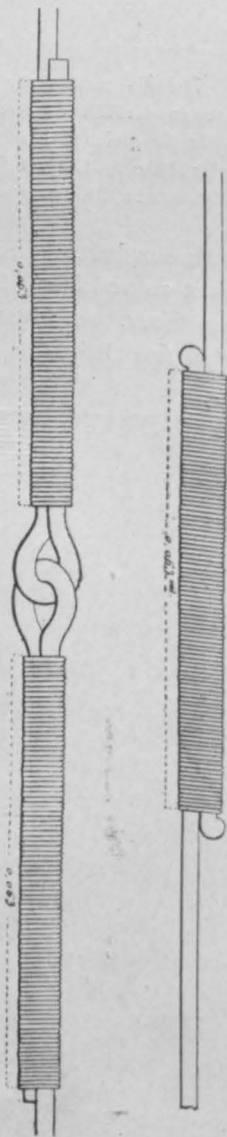
Fig. 528. Verbindung der beiden Kabel mit Hilfe von Seilen und Seilschleifen.

b) Derselbe Draht behielt seine Festigkeit, wenn die Schleife, mit deren Hilfe er über eine Rolle oder dergleichen gelegt wurde, mindestens 40 mm Durchmesser hatte. Dabei durfte der Draht aber nicht mehrere Male um eine und dieselbe Rolle gewickelt werden. Sonst vermindert sich seine Festigkeit mit der Zahl der Umwickelungen (*révolutions*).

c) Wenn die beiden Enden eines Drahtes miteinander verbunden werden sollten, um dadurch einen langen Drahttring oder einen Draht ohne Ende zu erhalten, so konnte man die Drahtenden auf eine gewisse Länge zusammendrehen oder auch (einfacher) glatt auf eine Länge von 5–6 cm nebeneinander lagern und mit ausgeglühtem Draht umwickeln (Fig. 529).

d) Ausgeglühter *Messingdraht* war für Verbindungen untauglich, weil er sich zu leicht verlängerte.

Fig. 529. Drahtverbindungen nach DUFOUR. 1831.



3. Der ungenannte Verfasser sah, wie er sagt, in Frankreich keine Drahtkabelbrücke, deren Kabel so schlecht hergestellt seien, wie diejenigen der St. Antoinebrücke in Genf. Deren Kabeldrähte hatten sehr ungleiche Spannungen auszuhalten und ließen an verschiedenen Stellen Wasser in ihr Inneres ein. Er bemerkt dann, daß DUFOUR ein besseres Verfahren zur Kabelherstellung erprobt habe, wobei die Kabelenden in einem *Seilschlosse* besonderer Art gefaßt wurden (Fig. 530), dessen Grundgedanke im wesentlichen auch bei der Anfertigung der heute gebräuchlichen Seilschlösser befolgt wird. Das Kabel löst sich hinter seiner letzten Umwicklung bei *a* in seine einzelnen Drähte auf. Diese bilden zusammen eine Kegelfläche *abc*, die genau in die Höhlung des aus Gußmetall hergestellten Seilkopfes *MM* paßt; mit dessen Hilfe die Befestigung des Kabels auf den Pfeilern und in der Verankerung stattfinden soll. Die Reibung zwischen den Seilen und den Wandungen der Höhlung soll das Losewerden des Kabels verhindern. »Aus übergroßer Vorsicht«, sagt M., sollen die Drähte bei *bd* und *cd* in eine zweite Kegelfläche gebogen und in einen besondern Kegelring *BEDF* eingeschlossen werden. Ob das Innere der beiden Kegelräume mit

einem entsprechenden Metalle ausgegossen werden soll, wird nicht gesagt, ist aber wohl selbstverständlich.

DUFOUR gibt ferner an, wie man an einem Kabelende unmittelbar eine Kabelschleife herstellen kann (Fig. 531). Die Kabeldrähte am Ende werden gelöst und in verschiedenen Längen beschnitten, um einen Wulst (*bourrelet*) in der Nähe der

Schleife zu vermeiden. Um einen Kerndraht werden die rechts liegenden Drähte nach links, die links liegenden nach rechts gedreht, und schließlich wird das Schleifenende durch eine spiralförmige Umwicklung, wie es die Fig. 531 veranschaulicht, vollendet. An Stelle der *Hängeseile*, die sich bei der St. Antoinebrücke nicht gut bewährt hatten, hat DUFOUR später runde *Hängestangen* verwendet (Fig. 532).

4. VICAT, dessen Bericht über die Rhônebrücken bereits erwähnt wurde (90), hat sich besondere Verdienste um den Drahtkabelbrückenbau Frankreichs erworben. In der angegebenen Quelle war es VICAT²⁴¹ in erster Linie darum zu tun, zu zeigen, wie man einzelne Drähte zu Seilen (Strängen) und die Seile zu einem Kabel zusammenlegen könne, so daß jeder Draht, nachdem er die Gleichgewichtsgestalt seiner Seillinie angenommen hat, eine gleiche Spannung σ erhält. Weil nun in dem gekrümmten Kabel — bei bogenrecht abgeschnittenen Kabelenden — alle Drähte verschiedene Längen haben, so muß bei der Berechnung der Werkstattslängen des Kabels nicht allein die Stützweite l und der Pfeil f , sondern auch eine nach der Örtlichkeit des Bauwerkes zu schätzende mittlere Luftwärme berücksichtigt werden. Genau genommen muß danach jede Drahtlänge zwischen den festen Punkten der beiden Kabelenden aus den gegebenen Werten l , f , σ und E berechnet werden. Die durch Luftwärmewechsel erzeugten Änderungen der Drahtlängen werden ausgeschaltet, wenn alle Längenmessungen vor dem Kabelzusammenlegen mit Maßstäben oder in Drahtnetzen gemessen werden, die aus gleichem Stoffe wie die Kabeldrähte hergestellt worden sind (St. III. 33 und 34).

VICAT meinte, obige Forderungen ließen sich am einfachsten erfüllen, wenn man den Kabelquerschnitt nicht, wie es bis dahin (1834) in Frankreich geschehen sei, als *Kreis*, sondern als *Rechteck* bilde (Fig. 533 und 534). Seine Gründe hierfür erläutert er an folgendem Beispiel. Der rechteckige Kabelquerschnitt halte 1008 Drähte, von denen je 42 Stück ein quadratisch zugelegtes Seil (*écheveau*) bilden. Sechs solcher Seile oder Stränge lägen parallel und wagerecht

²⁴¹ VICAT, Nouvelle manière de confectionner les câbles en fil de fer. *Annal. des ponts et chauss.* 1834. I. S. 129.

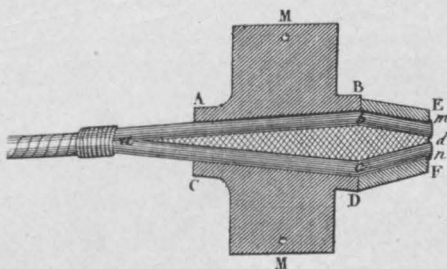


Fig. 530. Seilschloß nach DUFOUR. 1831.

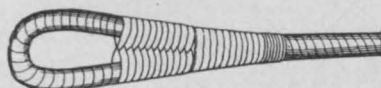


Fig. 531. Kabelschleife nach DUFOUR.
1831.

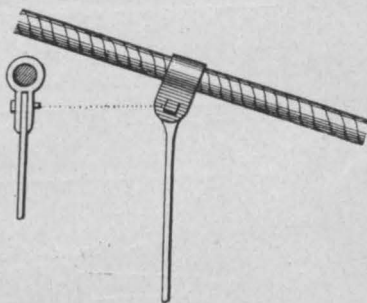


Fig. 532. Hängestangen-Befestigung
nach DUFOUR. 1831.

Die *Kabelverankerungen* in den Endpfeilern und Mittelpfeilern veranschaulichen die Fig. 536—539. Vom Punkte *k* ab — der *Einschnürung* (Fig. 536) — löst sich das Kabel in eine gewisse Zahl von Seilen auf, von denen ein jedes am Ende durch einen Eisenschuh gefaßt wird. Dabei bildet jedes Seil zwei Stränge, damit seine untere Schleife über den Sattel des Schuhs gelegt werden kann (Fig. 538 und 539). Man vergleiche hierzu die Verankerungen der Freiburger Brücken und der Brücke von Angers (93 und 95). An der Ankerwurzel werden alle Seilenden durch einen gußeisernen *Lagerblock* *a b* (*coussinet*) geführt, gegen den jeder Seilschuh mit Hilfe von Durchsteckkeilen *h*

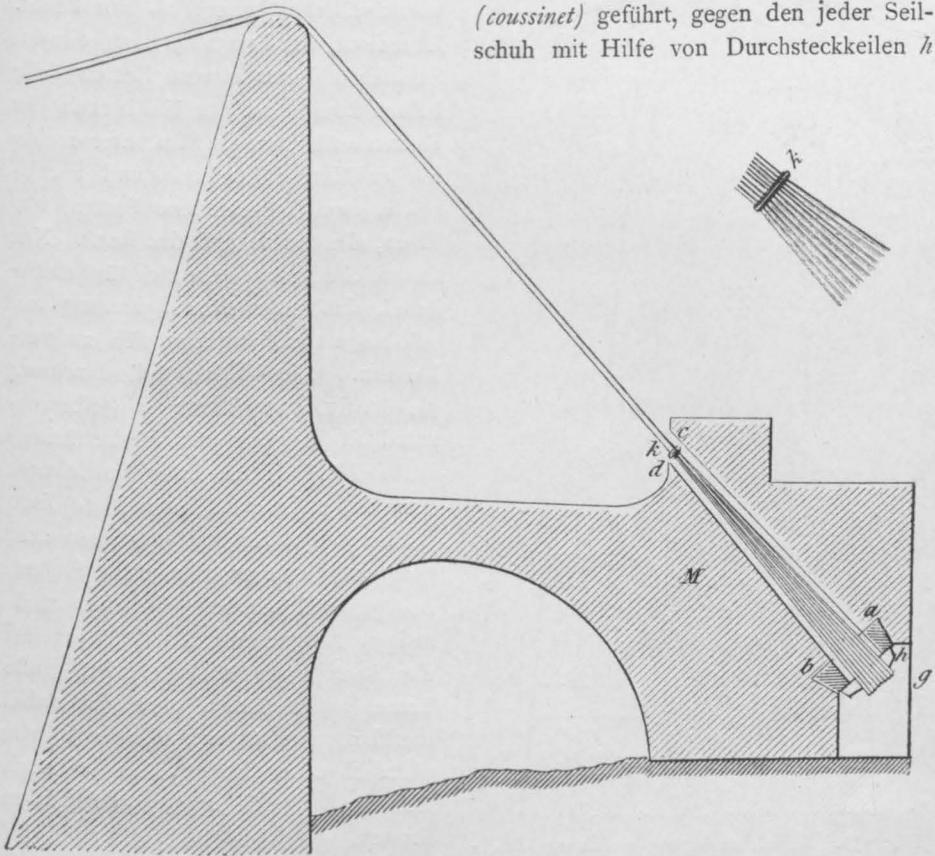


Fig. 536. Kabelverankerung im Endpfeiler nach VICAT. 1834.

festgelegt wird. In den Schnitten der Fig. 538 und 539 sind diese Paßstücke mit *n* bezeichnet. Bei *g* sind Einsteigeöffnungen angebracht, um den Zustand der Ankerwurzel dauernd beobachten zu können. Von der Einschnürung (bei *c d*) ab liegen die aufgelösten Kabel in abgeschlossenen Schächten, die mit Wasserkalkmasse ausgegossen werden sollen.

Die Fig. 533 und 534 zeigen den Kabelquerschnitt nach erfolgtem Legen des Kabels und Anhängen der Bahnlasten. Als Schutz gegen Rosten sollen alle Seile einen Ölanstrich erhalten und außerdem ist vorgesehen, das Kabel durch eine

dünne Blechhülle zu schützen (*eae* in Fig. 534). — Am Schlusse seiner Vorschläge beschreibt und zeichnet VICAT noch zwei andere Lösungen für die Anordnung eines Kabelquerschnittes, wie es die Fig. 540 und 541 veranschaulichen, die nach Obigem an und für sich verständlich sind.

5. VICAT²⁴² wendete sich (1834) auch gegen MARTIN, dessen Bestrebungen dahin gerichtet waren, für Hängebrücken an Stelle des Drahtes das *Stabeisen* ein-

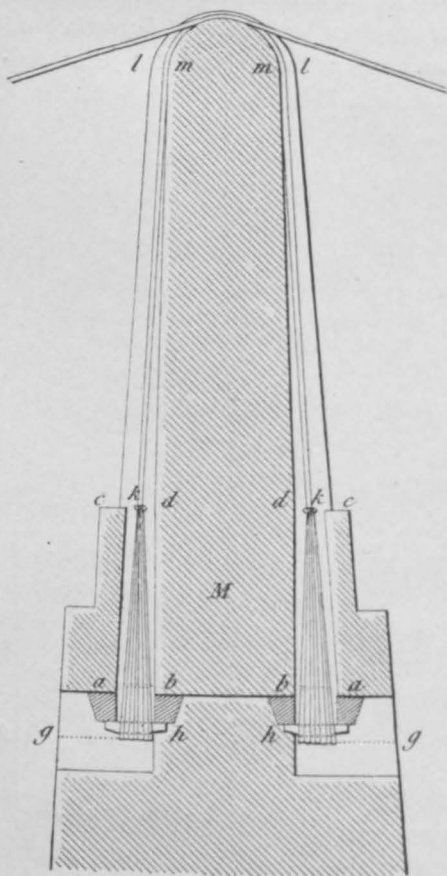


Fig. 537. Kabelverankerung an einem Mittelpfeiler nach VICAT.

zuführen. MARTIN glaubte, man könne mit dem Eisen sicherer, dauerhafter und wirtschaftlicher bauen, als mit Draht. Er meinte, der Ersatz der Hanfseile im Schiffsbau durch eiserne Ketten ließe keinen Zweifel an der Haltbarkeit der Ketten aufkommen. Man unterscheide in der Marine Englands und Frankreichs zwei verschiedene Sorten von Eisen, das *weiche* und das *harte*. Nur das weiche Eisen eigene sich für Schiffskabel, das unter einer Spannung von 1,8 bis 2 t/cm² anfangs sich zu verlängern. Dies Eisen sei durchweg gleichartig, man könne es (selbstverständlich in geeigneten Probestücken) auf ein Fünftel seiner Länge ausdehnen, ohne daß es bräche. Ein solches Eisen sei besonders für Kettenbrücken sehr geeignet, denn es böte große Sicherheit gegen Bruch bei plötzlichen stoßartigen Anspannungen. Dagegen sei das *harte Eisen* wohl befähigt, große Lasten aufzunehmen, ohne sich dabei merkbar zu verlängern, aber es bräche plötzlich unter Stößen oder bei nach Zeit und Größe stark wechselnden Lasten.

MARTIN, der sich dabei auf SEGUIN beruft (87), meint weiter, die wahre Widerstandskraft der Drahtkabel sei noch nicht bekannt. SEGUIN habe bei 23 Versuchen die Zugfestigkeit der Eisendrähte innerhalb der Grenzen von etwa 5 t bis höchstens 8,4 t/cm² festgestellt. Die Zugfestigkeit des *Kabels* sei aber nicht gleich derjenigen der Drähte, aus denen es gebildet wäre. Denn, wenn man, wie VICAT, die *mittlere* Zugfestigkeit der Drähte zu 7,5 t/cm² ansetze, so müßten alle Drähte,

²⁴² VICAT, Observations sur un mémoire de M. E. MARTIN, touchant les ponts suspendus. — MARTIN, Emploi du fer dans les ponts suspendus. Annales des ponts et chauss. 1834. II. S. 157—172.

die eine geringere Festigkeit besäßen, eher zerreißen, als die festeren Drähte. Das Kabel habe also nicht die seiner mittleren, sondern seiner *kleinsten* Drahtfestigkeit

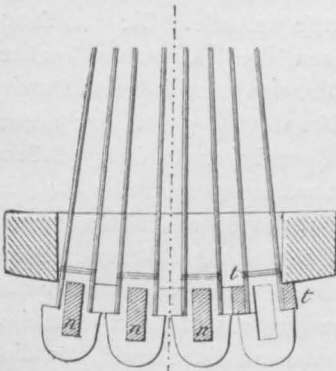


Fig. 538. Querschnitt.

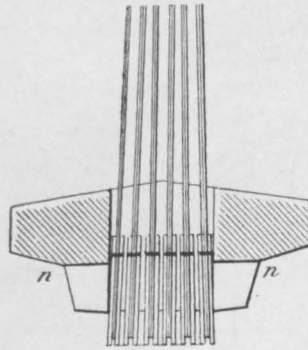


Fig. 539. Längsschnitt.

Fig. 538—539. Ankerplatte, Ringsättel und Vorsteckkeile der Verankerungen in den Fig. 536 und 537.

entsprechende Widerstandskraft. Auch sei die *notwendige Forderung einer möglichst gleichen elastischen Längenänderung aller Kabeldrähte* bei solchen ungleichmäßig festen Drähten ausgeschlossen.

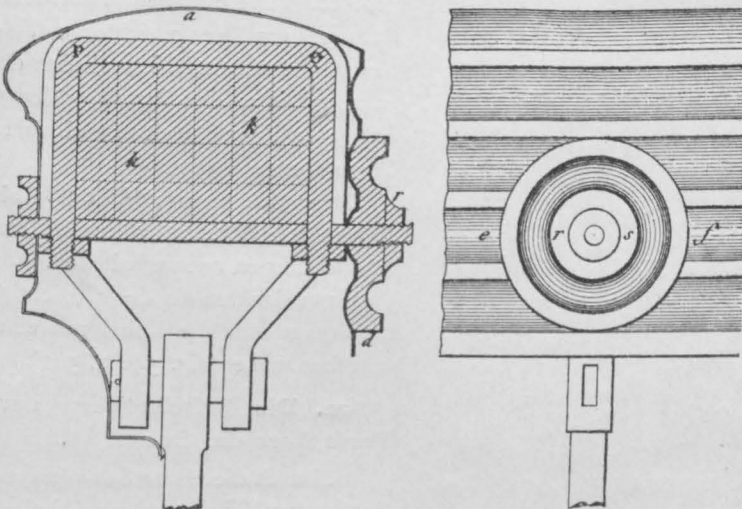
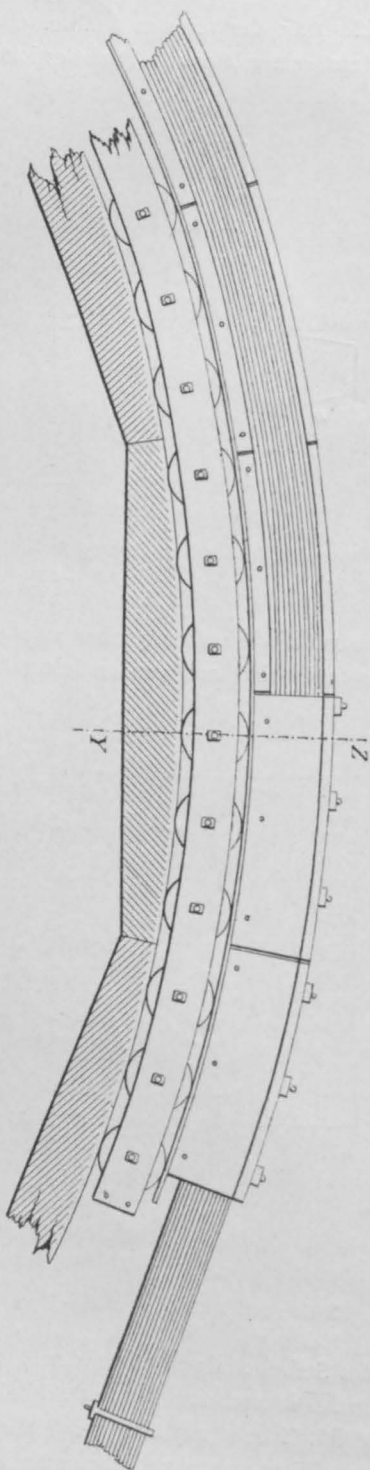


Fig. 540. Kabelbündel mit Blechhülle nach VICAT.

MARTIN bespricht dann noch die Vorteile des Stabeisens gegenüber dem Drahte hinsichtlich der Verminderung der Festigkeit durch Abrosten und beweist schließlich an dem Beispiele der *Kettenbrücke von Argentat* (94, Tabelle 21) über die Dordogne, um wieviel diese bei Verwendung von Stabeisen *billiger* zu stehen gekommen wäre.

Fig. 541. Rollenlager eines Kabelbündels auf einem Mittelpfeiler. Nach VICAT.



VICAT erwidert mit Recht, es gäbe wohl keinen Ingenieur, der ein Kabel aus Drähten von ungleichem Durchmesser und ungleichem Eisenstoffe herstelle. Die von SEGUIN angegebenen Festigkeitszahlen bezögen sich auf Drähte von verschiedenem Durchmesser. Draht Nr. 18 (von 3 mm Durchmesser), der in der Regel bei französischen Brücken verwendet worden wäre, habe $8,4 \text{ t/cm}^2$ und Draht Nr. 14 (von 2 mm Durchmesser) habe 5 t/cm^2 Zugfestigkeit. VICAT berechnet auch die Kosten der *Kabelbrücke von Argentat* weit geringer als MARTIN. Dabei setzt er den damaligen Einheitspreis für die Drahtkabel, einschließlich ihrer Aufstellung, mit 1040 Mark für 1 t Eisen an und erhält für die Kabelbrücke (von 106 m Stützweite) rund 11400 Mark Minderkosten gegenüber einer ebenso weit gespannten Kettenbrücke.

Heute liegt die Sache (der Preisverhältnisse wegen) für Kabelbrücken mit Weiten bis etwa 300 m ungünstiger als für Kettenbrücken. Diese haben außerdem wegen ihres größeren Eisengewichtes und des *breitern* Aufbaues der Kettenglieder den nicht zu unterschätzenden Vorteil *größerer Steifigkeit* gegen Bewegungen in und quer zu den Trägerebenen (§ 11).

MORANDIÈRE sagt²⁴³, die Kabel der Brücke von Argentat gälten in Frankreich für die ältesten noch erhaltenen. Ihre lange Dauer verdankten sie der vorsichtigen Bauart VICATS, der die Kabel mit einer Hülle umgeben habe (Fig. 540 u. 541).

92. Die Kabelbrücken der Stadt Paris über die Seine.

1. Durch die ersten Schöpfungen SEGUIN des Älteren (87) hatten die Kabelbrücken in Frankreich und den benachbarten südlichen Ländern rasche und ausgedehnte Verbreitung gefunden. Die in diesen Ländern in

²⁴³ MORANDIÈRE, *Traité de la construction des ponts*. 1888. S. 1534.

der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts gebauten Kettenbrücken verschwinden bei ihrer geringen Zahl (Tabelle 16 unter 86) gegenüber den zahlreichen Drahtbrücken, die wie Pilze aus dem Boden schossen, bis — im Beginn der zweiten Hälfte des Jahrhunderts — der schreckenerregende Einsturz der Brücke von Angers (95) ihr gefährliches Wachstum gründlich dämpfte und in bessere, mehr Sicherheit als bisher versprechende Bahnen lenkte (98).

Die Einfachheit und Billigkeit der ersten Drahtbrücken verlockte zur Nachahmung und die Sucht, solche Bauwerke zu schaffen, wirkte allmählich, besonders in Frankreich, auf viele Behörden wie ansteckend. Bereits der erste Band der »Annales des ponts et chaussées« vom Jahre 1831, dieser erstklassigen, ausgezeichneten Quelle der Belehrung über die Entwicklung des gesamten französischen Ingenieurbauwesens, brachte einen ausführlichen Bericht des Oberingenieurs VICAT²³⁸ über den damaligen Stand des Kabelbrückenbaues in Frankreich. Daraus ist deutlich zu erkennen, welche Wandlungen in den Ansichten über die beste Art Hängebrücken zu bauen in den maßgebenden französischen Kreisen seit NAVIERS Bericht vom Jahre 1823 eingetreten waren. Schon BECQUEY, der Generaldirektor der Brücken und Straßen, der NAVIER nach England geschickt hatte, förderte (nach erfolgter Herstellung der [80] beschriebenen Invalidenbrücke in Paris) sehr bald den Bau von Kabelbrücken, gegenüber den von ihm anfänglich bevorzugten Kettenbrücken englischer Bauart. Dazu hat jedenfalls auch der Umstand beigetragen, daß — abgesehen von unbedeutenden Anfängen in Amerika — die Kabelbrücken vorwiegend eine *französische Neuheit* waren, im Gegensatz zu den von England übernommenen Kettenbrücken.

Unter solchen Einflüssen ließ die Stadt Paris in den Jahren 1833—1842 vier Drahtbrücken über die Seine schlagen und verlieh dabei den Bauunternehmern auf viele Jahre die Berechtigung einen Brückenzoll zu erheben. Das waren die in der Tabelle 20 aufgeführten Bauwerke, von denen nur eins eine Lebensdauer von 38 Jahren gehabt hat, während das Alter der übrigen von 11 bis 27 Jahren schwankte.

Tabelle 20. Die ersten Kabelbrücken über die Seine in Paris.

Nr.	Name der Brücke	Jahr		Öffnungen		Breite der Fahrbahn m	Ersetzt durch
		der Er- öffnung	des Er- satzes	Zahl	Weite m		
1	Brücke Louis Philipp .	1833	1860	2	69,0 70,5	—	Eine gewölbte Brücke.
2	Damiette-Fußgängersteg	1837	1848	1	—	—	Verschwunden.
3	Constantinebrücke. . . .	1837	1875	3	100,0 20,0 20,0	3,0	Sullybrücken (70).
4	Citébrücke.	1842	1861	1	63,0	2,0	St. Louisbrücke (70).

2. Folgende Einzelheiten dieser Brücken erscheinen geschichtlich bemerkenswert:

Die *Louis Philipp-Brücke* führte in schräger Richtung von der Palaisinsel (Fig. 542 links) über die westliche Ecke der St. Louisinsel (Fig. 542 rechts) nach dem rechten

Seineufer. Wie bei den beschriebenen ersten Rhônebrücken (90) hatte jede der beiden Öffnungen ihre eigenen Drahtseile, die unterhalb der Fahrbahn im Mittelpfeiler verankert waren. Auf jeder Bahnseite lagen sechs, je 5 cm starke Seile, von denen

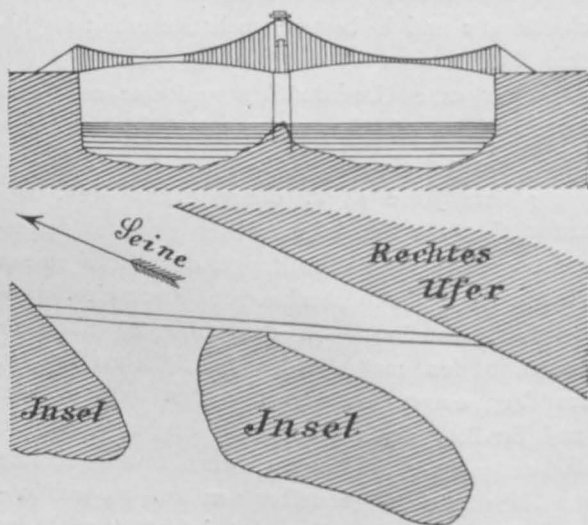


Fig. 542. Lageplan der Louis Philipp-Brücke über die Seine in Paris. 1833.

immer ein Paar in entsprechenden Abständen die 3 cm starken Tragseile aufnahm, deren Befestigung an den Seilen durch Haken und mit den Fahrbahnquerträgern durch Schleifen erfolgte (Fig. 518 unter 90). Die der Bahn zugekehrten Seilpaare senkten sich in jeder Öffnung tiefer als die mittleren und diese wiederum tiefer als die an den Außenseiten hängenden Paare. Die Fahrbahn hatte in jeder der beiden Öffnungen eine Sprengung erhalten, die in der Mitte

etwa 47 cm betrug (Fig. 542). Die Tragseile waren auf den Endpfeilern etwa 3 m, auf dem Mittelpfeiler etwa 15 m hoch über der Fahrbahn gelagert.

Die Fußgängerstege von Damiette und Constantine sind in demselben Jahre gebaut worden (1837). Einzelheiten von der Damiettebrücke fehlen, wahrscheinlich

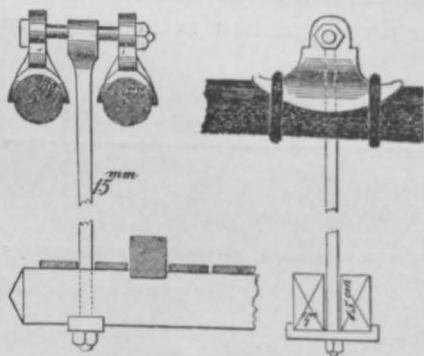


Fig. 543. Aufhängung der Fahrbahn bei den Fußgängerstegen von Damiette und Constantine über die Seine in Paris. 1837.

aber werden sie im wesentlichen denjenigen des Constantinesteges geglichen haben. Hier sind auch die Rückhaltseile zum Tragen der Fahrbahn benutzt worden. Auf jeder Bahnseite lagen zwei Seile von 5 cm Durchmesser, die in bestimmten Abständen je einen gußeisernen Sattel trugen. Beide Sättel waren durch einen Bolzen verbunden, der durch das Auge einer Tragstange führte. Die Fig. 543 veranschaulicht diese Anordnung, ebenso auch die Art der Aufhängung der Bahn an den Tragstangen. Die Brücke soll ganz außergewöhnlich geschwankt haben, sogar in den nur 20 m weiten Endöffnungen. Die

Mittelöffnung wurde bei Windstößen in starke Wellenbewegungen versetzt²²¹. Die Citébrücke war die jüngste der Pariser Seine-Kabelbrücken. Sie verband beide Seineinseln. Auf jeder Bahnseite lag ein Seil von 7,5 cm Stärke, das etwa

4 m hoch über der Bahn auf den beiden mit gotischen Vorhallen geschmückten Landpfeilern lagerte. Die Fig. 544—546 veranschaulichen die wesentlichen Einzelheiten des Baues. Als Querträger der Bahn dienten gußeiserne Röhren (Fig. 546), die in birnenförmigen Gußstücken ihr Auflager fanden.

93. Die beiden Kabelbrücken bei Freiburg in der Schweiz.

1. Die Brücken liegen nahe beieinander und vermitteln den Verkehr zwischen Bern und Freiburg über das, an der Übergangsstelle etwa 130 m tiefe, sehr breite Saanetal. Von besonderem geschichtlichen Interesse ist die ältere der beiden, die in den Jahren 1832—1834 von dem französischen Artillerieoberst CHALEY²⁴⁴ erbaut worden ist. Fig. 547 gibt die ursprüngliche Erscheinung der Brücke wieder, nach einer von SCHINKEL²⁴⁵ während einer Schweizerreise angefertigten Zeichnung, die naturgetreu den gewaltigen Eindruck nachfühlen läßt, den das in schwindelnder Felsenhöhe thronende kühne Bauwerk in dem Beschauer erweckt. Ihre 6,5 m breite Fahrbahn liegt 51 m hoch über der Saane und ihre Mittelöffnung hat, bei 19,28 Pfeilhöhe, eine Stützweite von 273 m, die von keiner Drahtkabelbrücke Europas übertroffen wird.



Fig. 544. Ansicht.

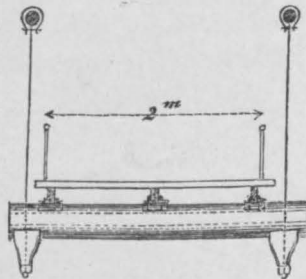


Fig. 545. Querschnitt.



Fig. 546.
Hängestangen und
Querträger.

Fig. 544—546. Ansicht, Querschnitt, Hängestangen und Querträger des Pont de la Cité über die Seine in Paris. 1842.

Auf jeder Bahnseite der Brücke wurden anfangs zwei *Kabel* von 135 mm Durchmesser aufgehängt, von denen jedes aus *zwanzig Seilen* zusammengesetzt war, die zusammen 1056 Drähte von etwa 3,8 mm Dicke zählten. Auf beiden Talufern, 7 m tief im Jurafelsen gegründet, erheben sich zwei massige Stützpfeiler, auf denen oben in mächtigen Steinblöcken Gußrollen befestigt sind, über welche die Kabel führen. In der Mittelöffnung, in passender Entfernung von den Führungsrollen auf den Stützpfeilern, löste sich jedes der vier Kabel in seine zwanzig Seile auf, derart daß diese (etwa 80 cm breit) *bandartig* über

²⁴⁴ M. CHALEY, Pont suspendu de Fribourg (Suisse). Paris. 1835. — Allgem. Bauzeitung. 1836. S. 341.

²⁴⁵ WEDDING, Die Drahtbrücke bei Freiburg in der Schweiz. Verhandlungen des Vereins zur Beförderung des Gewerbefleißes in Preußen. 1853. S. 143.

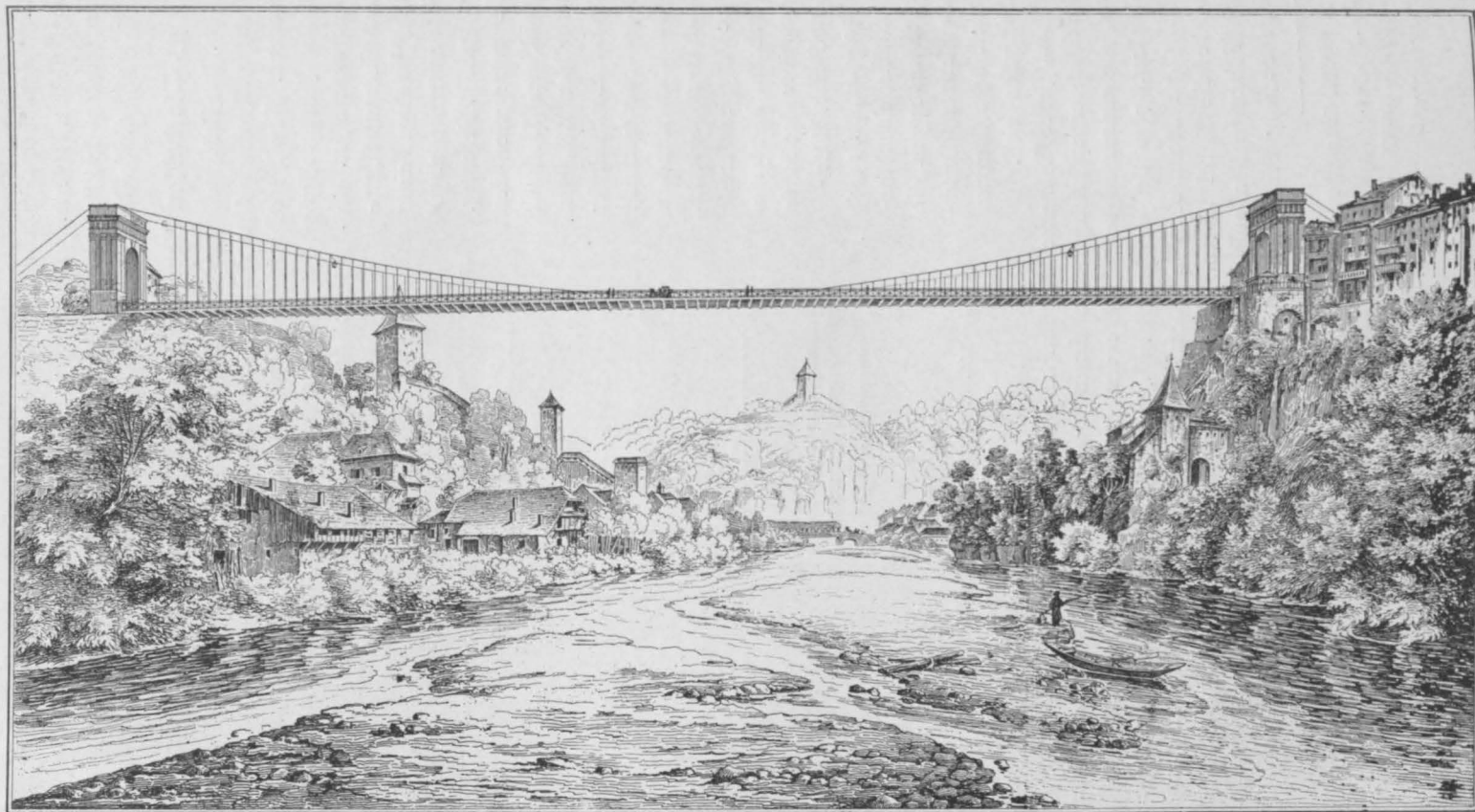


Fig. 547. Die alte Kabelbrücke bei Freiburg in der Schweiz über das Saanetal. 1834. Nach einer Handzeichnung von SCHINKEL.

den Rollen lagen (Fig. 548). Weiterhin, in der Richtung nach den Schächten, gruppieren sich die zwanzig Seile eines jeden Kabels *bündelartig* in zwei Reihen von je fünf Seilen, die alle parallel nebeneinander liegen (Fig. 549). Diese Anordnung wurde gewählt, um eine bequeme Verbindung der Kabelseile mit den Verankerungsseilen zu ermöglichen, wie es die Fig. 550—552 veranschaulichen. Danach enden die beiden auf jeder Bahnseite von unten kommenden Ankerseile oben in einer *Drahtschleife*, die sich bandartig um entsprechend geformte Eisensättel (Fig. 551 u. 552) legt. Ebenso sind die beiden Bündelreihen der Seile eines Kabels mit *Schleifenenden* ausgerüstet und die Verbindung der beiden Kabel einer Bahnseite mit den Ankerseilen erfolgt schließlich durch das Einlegen von starken eisernen *Splinten*, zwischen denen drei Lagen von Keilen oder Paßstücken eingeschaltet werden, um dadurch jederzeit eine Regelung der Kabellängen bewerkstelligen zu können.

Die *Ankerseile* — acht an der Zahl für die vier Kabel — sind 25 m lang und je aus 528 Drähten (von 3,4 mm Dicke) zu einem Kabel von 10 cm Durchmesser zusammengelegt. Sie führen über die Rollen am oberen Schachtende (Fig. 550) und vereinigen sich weiterhin (wie beschrieben) mit den Rückhaltseilen. Ihre untern Drahtschleifenenden (Fig. 552) stützen sich auf gußeiserne Sättel, so daß die Seillänge mit Hilfe eingelegter Eisenkeile geregelt werden kann. In der Werksteineinfassung der Schächte sind drei in verschiedenen Abständen übereinander liegende kleine Gewölbe eingespannt, um die von der untern Wurzelverankerung ausstrahlenden Spannungen möglichst gleichmäßig auf die den Schacht umgebenden Felsenmassen übertragen zu helfen (Fig. 550).

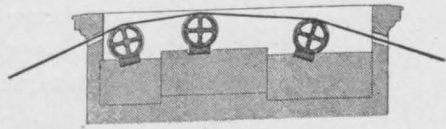


Fig. 548. Lagerung der Kabel auf den Stützfeilern.

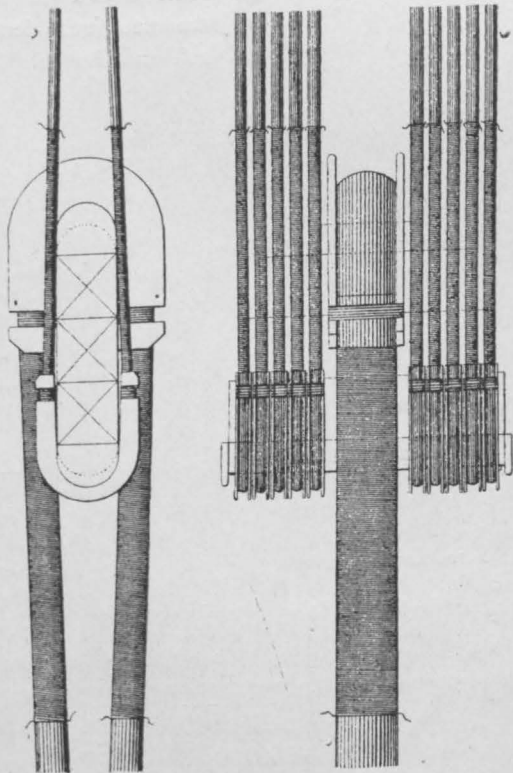


Fig. 549. Auflösung von zwei Kabeln jeder Bahnseite in zwei Reihen von je fünf Seilen.

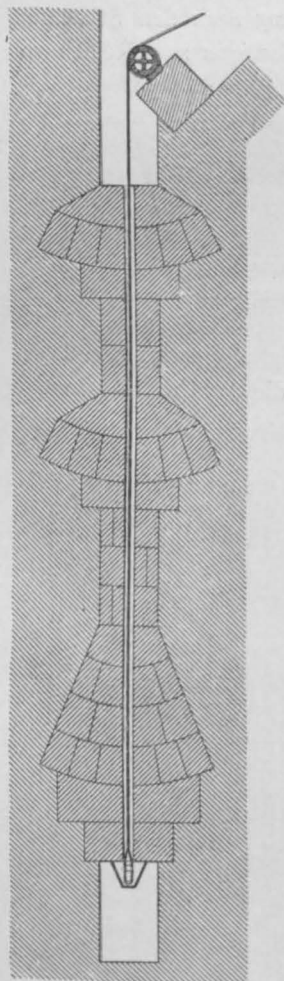


Fig. 550.
Verankerungsschacht.

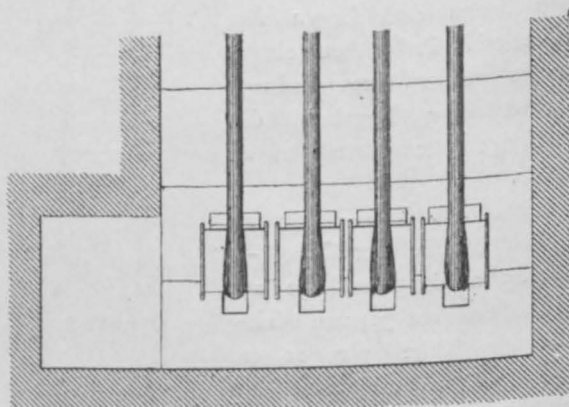


Fig. 551.
Die vier Ankerseile einer Bahnseite.

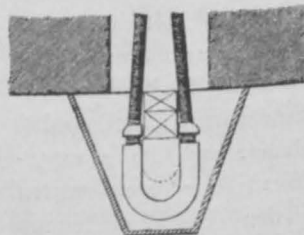
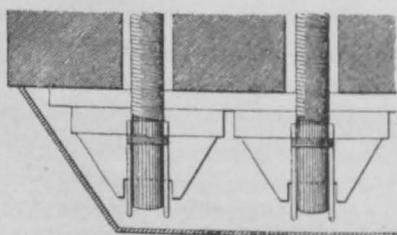


Fig. 552. Ankerplatten, Ringsättel und Vorsteckkeile im Ankerschachte der Fig. 550.

Bauwerk keine Veränderungen vorgenommen. Als aber im Jahre 1851 die Drahtkabelbrücke über den Mainefluß in Angers unter der Last eines über sie marschierenden Regiments Soldaten plötzlich einstürzte, wobei mehrere Hundert

Die Aufhängung der Fahrbahn an den Kabeln erläutern die Fig. 553—555. Die Anordnung hat sich nicht gut bewährt, weil infolge des Schrägstellens der Kabelebenen die Hängeseile ihre Last nicht auf beide Kabel zu gleichen Teilen übertragen. Deshalb ist auch eine ungleiche Senkung beider Kabel eingetreten (Fig. 554).

Bei der Einweihung der Brücke, am 19. August 1834, befanden sich etwa 2000 Menschen auf der Brücke. Vorher war deren Tragfähigkeit durch Befahren mit 15 schweren, von 50 Pferden bespannten und von 300 Mann begleiteten, Geschützen erprobt worden. Oberst CHALEY hatte den gesamten Bau auf seine Gefahr für die Summe von 240000 Mark übernommen, mit dem Rechte, 40 Jahre lang Brückenzoll zu erheben. Fast 20 Jahre lang wurden an dem

einen schrecklichen Tod fanden (95), fuhr ein gewaltiger Schreck durch Frankreich und jene angrenzenden Länder, in denen die französische Bauart der Kabelbrücken starken Eingang gefunden hatte. Deshalb veranlaßte die schweizerische Aufsichtsbehörde sofort eine genaue Untersuchung der Freiburger Brücke und ordnete danach im Jahre 1852 eine Verstärkung der Kabelverankerung an²⁴⁶.

2. Bei der ursprünglichen Verankerung, deren im Mauerwerk liegende Kabelteile unzugänglich waren, litten besonders die im Schacht befindlichen Seile stark unter den Einflüssen der eindringenden Feuchtigkeit und der Luft. Nach den französischen Vorgängen (90) mußte man daher mit der Mög-

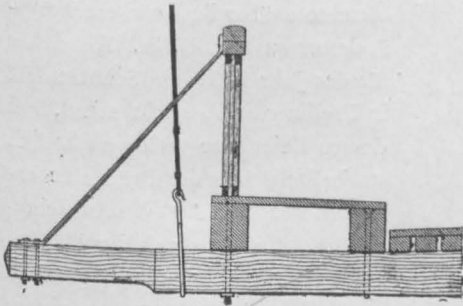


Fig. 553. Fahrbahnquerschnitt.



Fig. 554. Ungleiche Kabelsenkung infolge des Schrägstellens der Hängeseile.

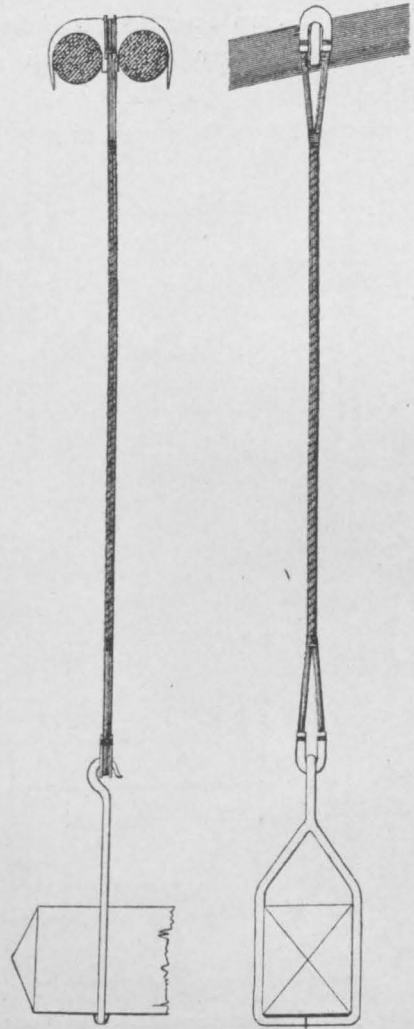


Fig. 555. Fahrbahnaufhängung.

Fig. 553—555. Querschnitt und Aufhängung der Fahrbahn der ersten Freiburger Kabelbrücke.

lichkeit der Zerstörung der Kabel durch Rost rechnen. So kam man zum Entschlusse, auf jeder Brückenseite vier neue Ankerkabel in der Art der alten derart anzubringen, daß diese an jeder Stelle dem Auge sichtbar waren und nötigenfalls erneuert werden konnten. Das geschah in folgender Weise: Man teufte auf jeder

²⁴⁶ RIESE, Die Ingenieur-Bauwerke der Schweiz. Berlin. 1887. S. 115.

Widerlagerseite zwei neue Ankerschächte *A* (Fig. 556) ab und verband diese — etwa in der Mitte der Schachthöhe — durch einen Querschlag *Q*. Dann führte man die neuen Kabellese derart, daß sie (in jedem Schachte) einen großen Steinkörper *B* umschlingen. Zwischen Stein und Seilen legte man dabei geeignet geformte Sättel, um einerseits das Einfressen der Drähte in den Stein, sowie scharfe Richtungsänderungen der Seile zu vermeiden, und andererseits auch die Seil-

drücke auf größere Flächen zu übertragen. Dadurch schaffte man die Möglichkeit, die Kabel immer bequem untersuchen und ausbessern oder gegen Rost schützen zu können.

3. Viel später erst entdeckte man einen Riß in einem der ursprünglichen Tragkabel und beobachtete überdies stärkere Formänderungen der Brücke. Als daher für das Jahr 1881 ein Schützenfest in Freiburg in Aussicht stand, bei dessen Feier eine außergewöhnlich starke Belastung der Brücke zu erwarten war, beschloß die Aufsichtsbehörde, die Tragkraft der Hängegurte zu erhöhen. Das geschah durch Einschalten von je einem neuen Kabel auf jeder Brückenseite, die 50 cm über den alten Kabeln zu liegen kamen. Die dazu nötigen Arbeiten wurden von dem Werke von CHAPPUIS & WOLFF in Nidau kurz vor dem Beginn des erwähnten Schützenfestes vollendet. Die alten Kabel sind für 300 t Eigengewicht der Bahn und für eine Verkehrslast von 100 kg/m^2 berechnet worden. Der Querschnitt der neuen Kabel

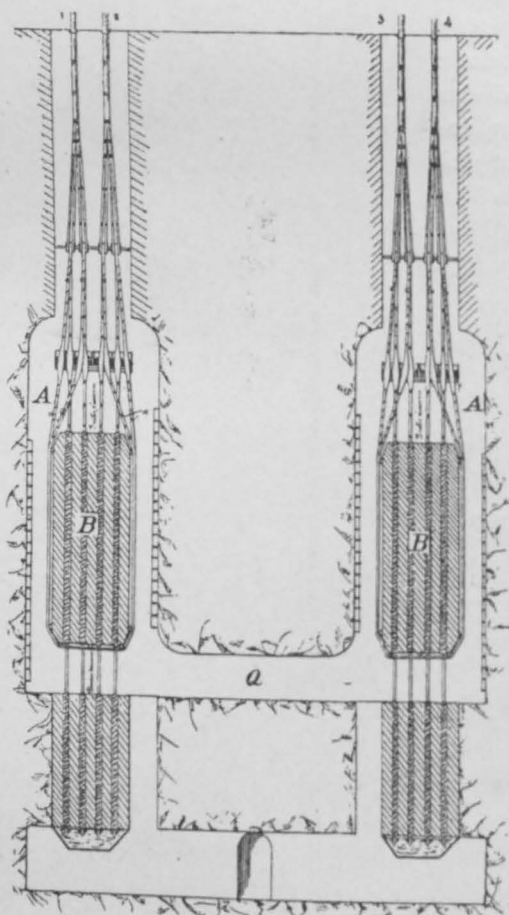


Fig. 556. Neue Ankerschächte und Verankerungen der ersten Freiburger Kabelbrücke.

wurde für eine doppelt so hohe Verkehrslast berechnet, unter der Annahme, daß die Hälfte davon (100 kg/m^2) von den alten Kabeln getragen werden könne. Dabei wurde die zulässige Spannung der Drähte für Vollbelastung auf $1,8 \text{ t/cm}^2$ festgesetzt.

Jedes neue Kabel erhielt 19 cm Durchmesser und ist aus 2238 Stück 3,4 mm dicken Drähten zusammengesetzt, wobei es eine größte Achsenkraft von 362 t zu übertragen hat. Das gibt bei $203,2 \text{ cm}^2$ Querschnitt eine größte Spannung von

1,78 t/cm². Dagegen hat früher jedes der alten Kabel eine Höchstspannung von etwa 2,7 t/cm² auszuhalten gehabt. Ein Meter des neuen Kabels wiegt 158,5 kg.

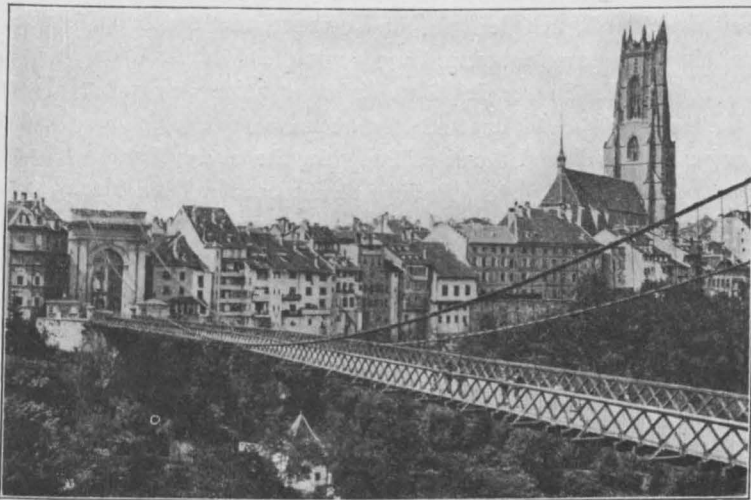


Fig. 557. Erste Kabelbrücke bei Freiburg in der Schweiz.

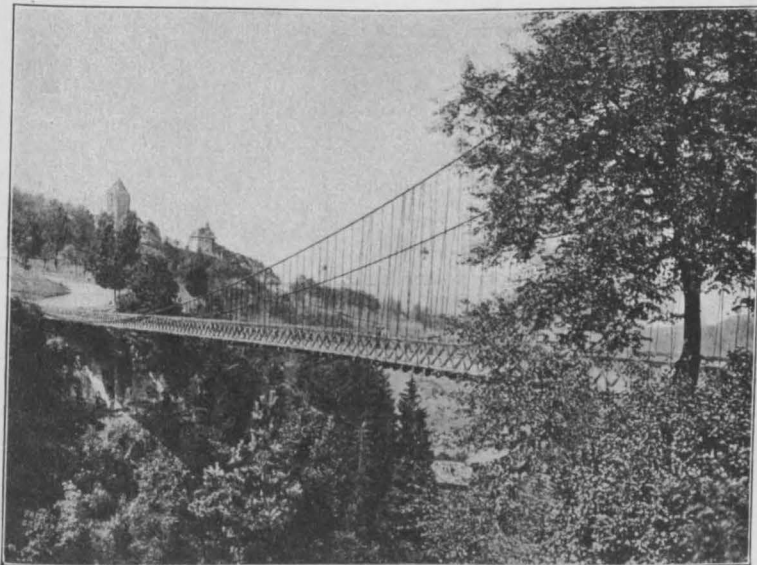


Fig. 558. Zweite Kabelbrücke (Gottéronbrücke) bei Freiburg in der Schweiz.

Bei der Kabelbildung auf der Baustelle wurde *jeder Draht einzeln aufgehängt*, darauf einzelne Drahtbündel geschaffen und diese durch Umwickelungen mit glühenden Drähten zu dem erforderlichen Querschnitte zusammengebunden. Die neuen Kabel liegen aber nicht — wie die alten — bandartig aufgelöst über den

Führungsrollen, sondern lagern auf je einem entsprechend gekrümmten Gußeisensattel. Die Beweglichkeit des Sattels sollte durch unter ihm angeordnete Pendelstützen ermöglicht werden. Diese Anordnung hat sich als verfehlt erwiesen, weil ein Schiefstellen der um ihr unteres Ende drehbaren Pendel (nach jeder Seite hin) nur dann eintreten kann, wenn sich dem dadurch bedingten Heben und Senken der Punkte des Sattelumfanges keine zu großen Widerstände entgegen stellen. Solche Widerstände entstehen aber infolge des bedeutenden Druckes zwischen Kabel und Sattelumfang. An Stelle der Pendel wären besser

Rollen auf wagerechter Bahn eingelegt worden.

Die Verankerung der neuen Kabel ist durch *Ketten* hergestellt worden, wobei jedes Kabelende an zwei Ketten geschlossen wird, die kurz vor

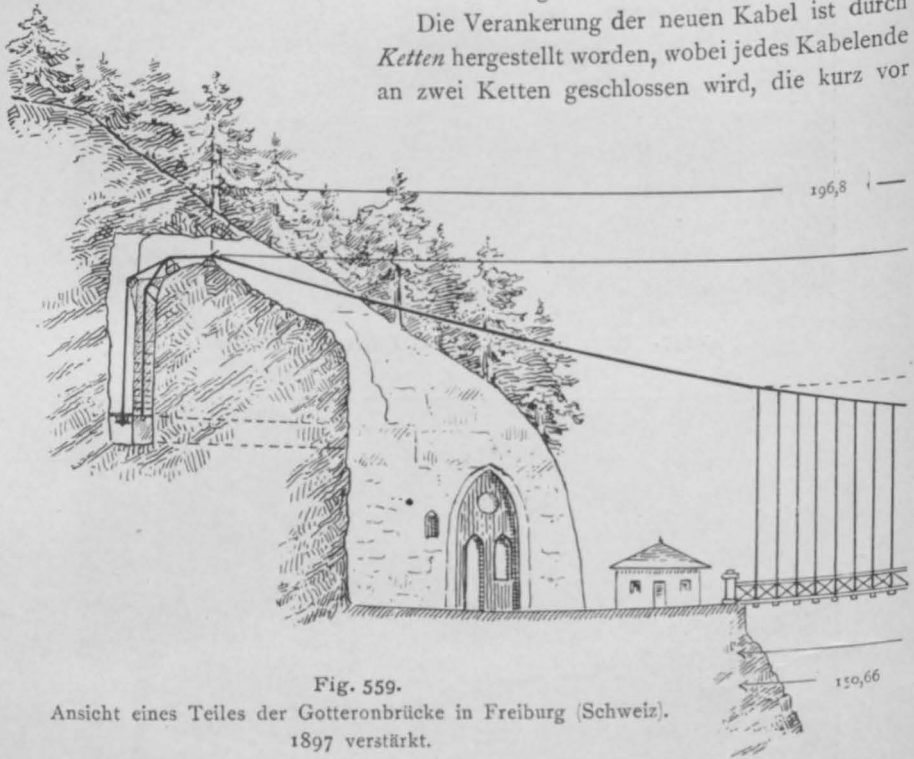


Fig. 559.
Ansicht eines Teiles der Gotteronbrücke in Freiburg (Schweiz).
1897 verstärkt.

den Schachtlöchern über Gußeisensättel laufen. Sie sind an den Wurzelenden mit Hilfe von I-Trägern, die sich auf gußeiserne Druckverteilungsplatten stützen, verankert. Die Zahl der alten Hängeseile wurde nicht vermehrt, sie lasten (ähnlich wie bei Kettenbrücken) abwechselnd an den alten und neuen Kabeln. Für diese wurden die Hängeseile entsprechend verlängert und erhielten Schleifenenden, durch welche die Kabel fassen, wobei zwischen Kabel und Schleifen stützende Metallplatten eingelegt sind.

4. Die zweite Freiburger Drahtbrücke, die Gotteronbrücke, rührt ebenfalls von CHALEY her (1834—1840). Sie besitzt eine Öffnung von 227 m Stützweite und wird in Europa darin nur durch die neben ihr liegende ältere Brücke übertroffen. Ihre 4,8 m breite Bahn liegt 75 m über der Talsohle und war anfangs an zwei

Kabeln aufgehängt. Die Brücke zeigt ähnliche Einzelheiten wie das beschriebene ältere Bauwerk. Nach RIESE²⁴⁶ war vor 20 Jahren ihr Bauzustand höchst mangelhaft. Sie hatte sehr durch Stürme gelitten und schwankte so sehr, daß bei heftigem Winde das Überschreiten Niemandem zu raten war.

5. Erst im Jahre 1897 wurde die Brücke verstärkt²⁴⁷. Das geschah durch Einlegen und Verankern von zwei neuen Kabeln neben den alten. Während die beiden alten Kabel je aus 1000 Drähten von 3,08 mm Stärke gebildet waren, zählt jedes der beiden neuen Kabel 1550 Drähte von 3,4 mm Durchmesser. Die Querschnitte der alten und neuen Kabel verhalten sich danach etwa wie 1 : 2. Die Tragkraft der alten und der neuen Kabel zusammen war also etwa *dreimal* größer als diejenige der beiden alten Kabel. Nach GREMAUD hatten die Drähte der alten Kabel nicht weniger als $4,1 \text{ t/cm}^2$ Spannung aufzunehmen. Nach erfolgter Verstärkung durch die beiden neuen Kabel ist die höchste Spannung in den Drähten bis auf $1,8 \text{ t/cm}^2$ gesunken. Die Zugfestigkeit der alten Drähte wird mit 8 t/cm^2 , diejenige der neuen Drähte auf $7,2 \text{ t/cm}^2$ angegeben.

Die Gotteronbrücke wird viel weniger befahren als die ältere große Brücke, so daß man bei der Berechnung ihrer Verstärkung die früher angenommene *Verkehrslast*, von 100 kg/m^2 der Fahrbahn

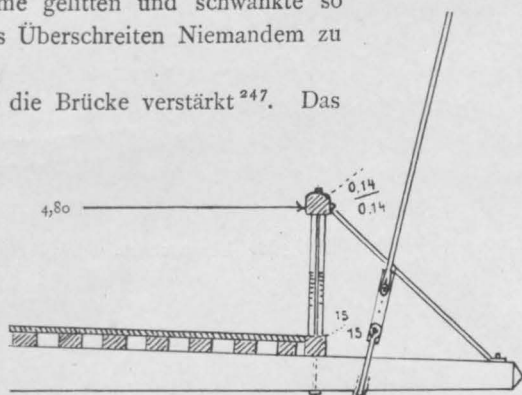


Fig. 560.

Querschnitt der Fahrbahn der Gotteronbrücke.

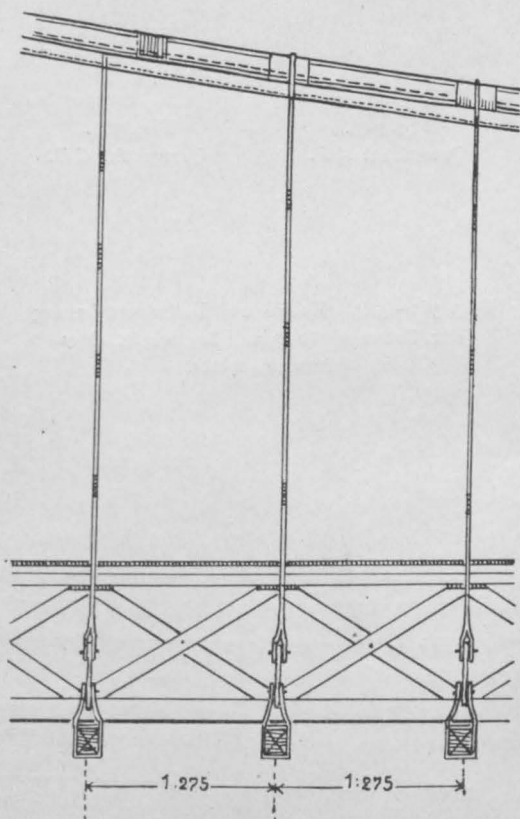
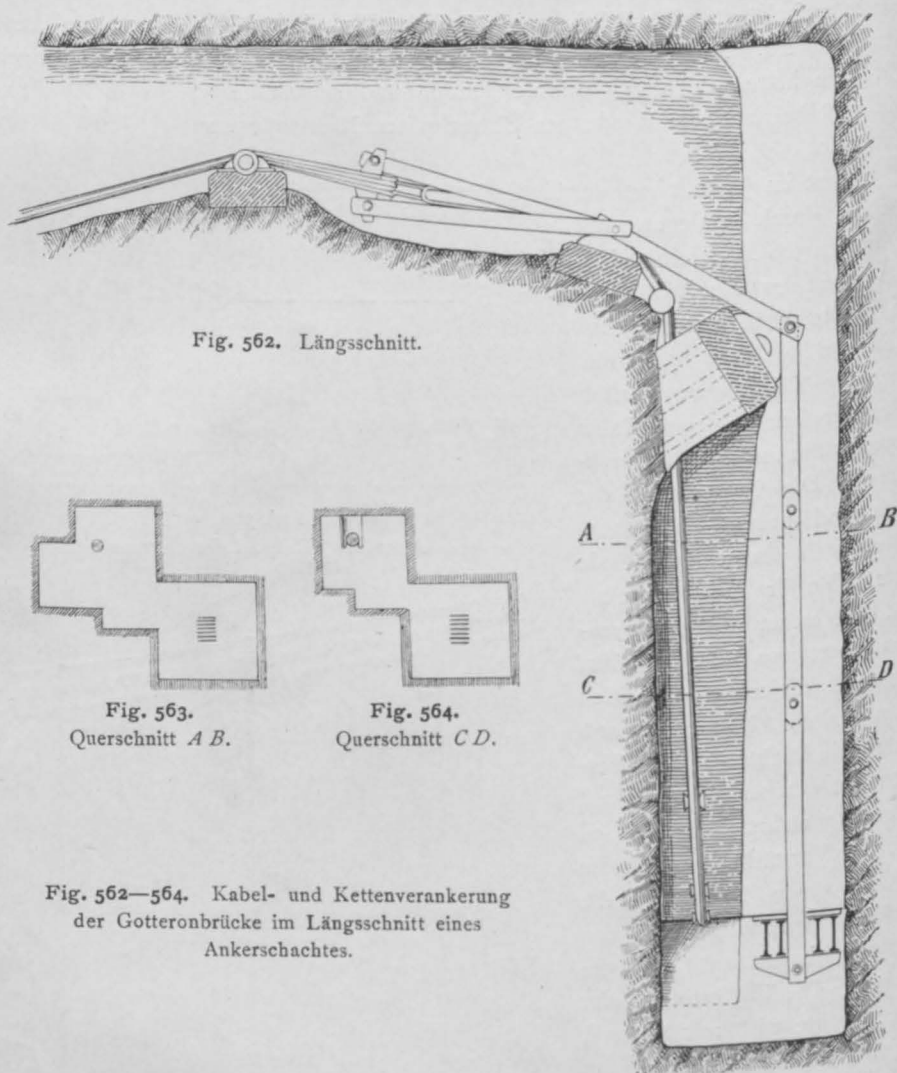


Fig. 561.

Ansicht der Fahrbahn der Gotteronbrücke.

²⁴⁷ Nach Mitteilungen des Kantoningenieurs GREMAUD in Freiburg.



beibehalten hat, während bei der ältern Brücke 200 kg/m^2 gerechnet worden waren. Das *Eigengewicht* der alten Gotteronbrücke betrug 124 kg/m^2 , und durch das Hinzukommen der beiden neuen Kabel erhöhte es sich nur um 37 kg/m^2 . Die *Hängeseile* wurden derart verteilt, daß die beiden alten Seile nur ein Drittel, die neuen danach zwei Drittel der Last zu tragen erhielten (Fig. 561). Zu dem Zwecke waren von drei aufeinander folgenden Kabeln immer je zwei an den neuen Kabeln befestigt.

Die Verankerung der neuen Kabel wurde, abweichend von derjenigen der alten Kabel, mit Hilfe von *Kettensträngen* bewirkt, wie dies die Fig. 562 bis 567 veranschaulichen. Die alten Kabel sind als sogenannte »Kabel ohne Ende« verankert worden, indem man sie, vom lotrechten Ankerschachte einer Bahnseite aus, durch den tiefliegenden wagerechten Querstollen (Fig. 566 u. 567) nach dem gegenüber liegenden lotrechten Schachte führte. Bemerkenswert ist die eigenartige Verbindung der neuen Kabel mit den Ankerketten (Fig. 562 bis 565). Im Grundriß der Fig. 565 erkennt man, wie eins der Kabel auf der Höhe des obren wagerechten Schachtes (Fig. 562) gelagert ist und wie es in einer Schleife endet. Diese faßt um ein Stahlstück, das einer Reihe von Anker-

Mehrtens, Brückenbau. I.

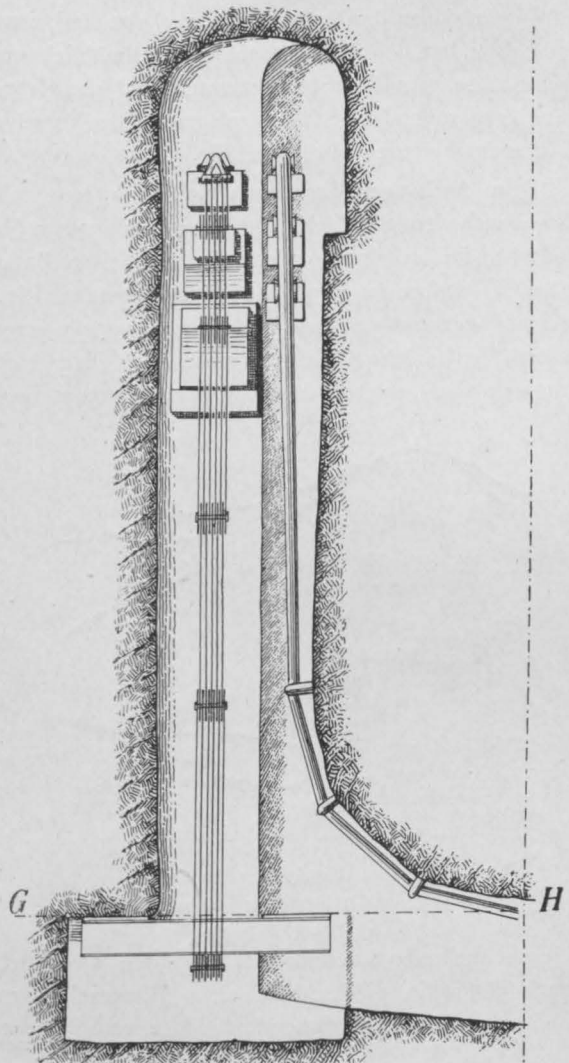


Fig. 566. Schnitt.

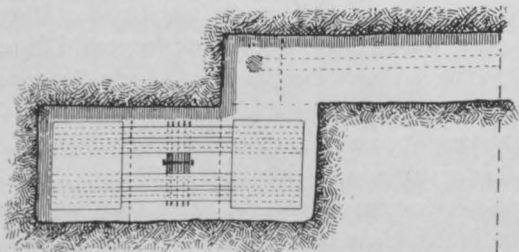


Fig. 567. Grundriß GH.

Fig. 566—567. Kabel und Ketten der Gotteronbrücke im Querschnitt eines Ankerschachtes und Querstollens.

stäben, an denen die Kettenglieder verbolzt sind, zur Stütze dient. Vom Schleifenende ab ändert sich die Kettenneigung allmählich und geht schließlich in die Lotrechte über. An ihren Brechpunkten sind die Ketten in gußeisernen, auf Granitunterlagen ruhenden, Sätteln gelagert. Die Wurzelverankerung mit Hilfe von vier I-Trägern veranschaulicht die Fig. 562.

Beim Aufhängen der neuen Kabel mußte man darauf Bedacht nehmen, wie diese nach erfolgter Belastung ihren Pfeil *vergrößern*, und wie die alten Kabel dadurch, infolge ihrer eintretenden teilweisen Entlastung, ihren Pfeil *verkleinern* würden. Dabei hat man die zu erwartenden Pfeilhöhen von vornherein etwas kleiner angenommen, wie es die Rechnungen ergaben, und ist, wie GERMAUD mitteilt, auf solche Weise ausreichend zu einer richtigen Lage beider Kabel gekommen, bei welcher das Eintreten der vorausgesetzten Lastverteilung auf die alten und neuen Kabel gewährleistet wird.

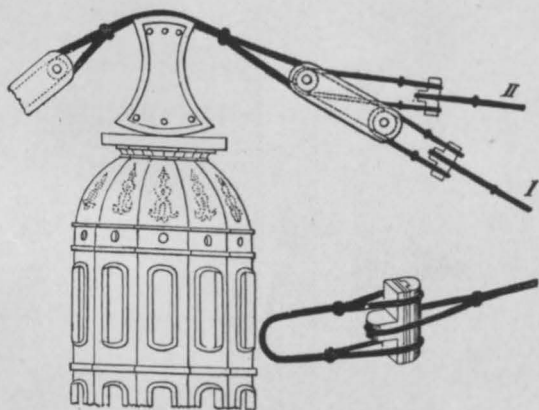


Fig. 568.

Anordnung der Drahtseile der Cubzacbrücke.

Besondere Vorrichtungen erforderte das Aufhängen der Fahrbahn an den neuen Kabeln. Weil — abgesehen von den steifen Geländern (Fig. 560 und 561) — besondere Versteifungsträger der Fahrbahn nicht vorhanden waren, so konnte man zur Regelung ihrer Höhenlage und der Anspannung der Hängeseile keine Schraubeneinsätze verwenden. Man behalf sich deshalb durch das Einfügen von *Stellgliedern* (tringles). Das sind Ketteneisen,

die mit mehreren übereinander liegenden Bolzenlöchern versehen sind, in welchen nach oben hin die Schleife eines Hängeseiles, nach unten die das betreffende Fahrbahnquerholz umfassende Schleife verbolzt werden kann (Fig. 560 und 561).

94. Kabelbrücken in der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts.

1. Wie die nachfolgende tabellarische Übersicht erkennen läßt, beschränkt sich der Kabelbrückenbau in der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts fast ganz auf Frankreich und die Schweiz. Auch die ersten amerikanischen Brücken dieser Zeitspanne waren französischen Ursprungs (97). Von den in der Tabelle 21 aufgeführten Brücken mit einer Öffnung von mindestens 100 m Weite ist nur eine einzige amerikanisch, eine liegt in Spanien, zwei gehören der Schweiz an und die übrigen zehn finden sich in Frankreich, zumeist im Süden dieses Landes. Aus dem dritten Jahrzehnte, das die Anfänge im Kabelbrückenbau durch SEGUIN, DUFOUR, VICAT u. a. einschließt, stammen fünf französische Bauwerke mit je einer Öffnung von mindestens 100 m Weite. Im vierten Jahrzehnt zählt man sieben solche Bauwerke, darunter die beiden hervorragenden Freiburger Brücken mit je

einer Öffnung über 200 m Weite, von denen die ältere — mit ihrer Weite von 273 m — heute in Europa immer noch die am weitesten gespannte Kabelbrücke ist. Ihre Weite wird nur von der Elisabethbrücke (86), der weitest gespannten Kettenbrücke der Welt, übertroffen.

Vom vierten Jahrzehnt ab hat der Schwerpunkt des Kabelbrückenbaues sich von Frankreich nach Nordamerika verschoben. Anfangs herrschte auch dort die französische Bauart. Auch war es ein Franzose, der sich rühmen konnte, in Nordamerika die seinerzeit weitest gespannte Brücke der Welt errichtet zu haben. Aber diese seine 1847 vollendete Schöpfung — die Ohiobrücke in Cincinnati (Fig. 590), mit einer Öffnung von 308 m Weite — war ihrer mangelhaften Bauart wegen nicht ausreichend widerstandsfähig. Schon wenige Jahre nach ihrer Eröffnung (1854) wurde ihr Überbau durch Sturmwinde in den Fluten des Ohio begraben. Einem deutschen Manne, dem Ingenieur JOHANN RÖBLING, dessen Bild auf S. 221 gebracht wurde, war es danach vorbehalten, die anfänglichen französischen Erfolge im Kabelbrückenbau Amerikas in den

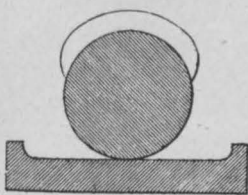


Fig. 569. Rolle auf den Stützpfählen zum Tragen der Kabel.

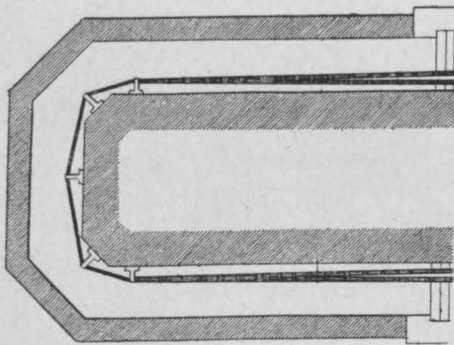


Fig. 570. Verankerung.

Fig. 569—570. Bauliche Einzelheiten der St. Christophe-Brücke.

Schatten zu stellen. RÖBLING erreichte das durch eine Reihe von kühnen und glänzenden Werken, deren Entstehung in das 6. und 7. Jahrzehnt des 19. Jahrhunderts fällt, und die seinerzeit in der gesamten gebildeten Welt großes Aufsehen und ungeteilte Bewunderung erregt haben. Bei diesen Schöpfungen wandte RÖBLING eine neue, die sog. *amerikanische Bauart* an (97), die der französischen überlegen war, und nach deren Bekanntwerden in Frankreich dort zu vielen Verbesserungen der älteren französischen Bauart den Anstoß gegeben hat (98).

2. Die in der folgenden Tabelle 21 (unter den Nummern 1—5) aufgeführten Kabelbrücken Frankreichs, aus den Jahren 1827 bis 1829, entsprechen in ihren Einzelheiten durchweg dem Bilde, das (unter 87—92) von den gleichalterigen Kabelbrücken kleinerer Weite gegeben worden ist. Die beiden Freiburger Brücken sind bereits unter 93 beschrieben worden und unter 95 folgt die Beschreibung der Brücke von Angers, deren verhängnisvoller Einsturz im Jahre 1850 der französischen Regierung zum ersten Male ernstliche Veranlassung gegeben hat, den meistens in Händen privater Unternehmer liegenden Kabelbrückenbau Frankreichs unter strengere staatliche Aufsicht zu stellen.

Tabelle 21. Bemerkenswerte Drahtkabelbrücken
mit mehr als 100 m

Nr.	Name der Brücke	Zeit des Baues	Hauptabmessungen				
			Öffnungen			Fahrbahn	
			Zahl	Weite m	Pfeil m	Länge m	Breite m
1	<i>Dordognebrücke</i> bei Argentat in der Straße von Tulle nach Aurillac	1827—1828	1	105,00	6,90	—	7,3
2	<i>Saônebrücke</i> über die Insel Barbe bei Lyon	1828	2	102,00	11,00	—	—
3	<i>Rhônebrücke</i> bei Valence	1828	2	117,00	—	—	—
4	<i>Rhônebrücke</i> bei Serrières	1829	2	101,00	—	—	—
5	<i>Rhônebrücke</i> bei Beaucaire-Tarascon	1829	2 2	120,00 93,60	—	—	—
6	<i>Dordognebrücke</i> bei Cubzac	1827—1839	5	109,00	10,90	545	7,5
7	<i>Saantetalbrücke</i> in der Straße Bern-Freiburg in Freiburg in der Schweiz	1832—1834	1	273,00	19,28	260	6,5
8	<i>Brücke über die Gotteron-</i> <i>schlucht</i> , Freiburg in der Schweiz	1834—1840	1	227,00	—	220	4,8
9	<i>Mainebrücke</i> in Angers (Pont de la Basse-Chaine)	1835—1838	1	104,50	9,00	—	7,3
10	<i>Dourobrücke</i> zwischen Porto und Gaya	1835—1842	1	170,00	14,00	—	6,1
11	<i>Vilainebrücke</i> bei la Roche-Bernard	1836	1	198,27	15,20	187	6,2
12	<i>Brücke de la Caille</i> in der Straße von Annecy nach Genf	1839	1	193,55	17,38	186	6,0
13	<i>St. Christophe-Brücke</i> über den Scorff bei Lorient	1847	1 2	183,60 45,00	14,34	—	—
14	<i>Ohiobrücke</i> bei Wheeling, Nordamerika	1847	1	308,00	22,00	—	8,5

der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts
Weite einer Öffnung.

Kabel		Drähte		Entwurf- verfasser	Bemerkungen und Literaturangaben
Gesamt- zahl	Durch- messer cm	Zahl eines Kabels	Durch- messer mm		
2	17,0	1067	3,4	VICAT	1. VICAT, Description du pont suspendu à Argentat. Paris. 1830.
2	—	—	—	—	2. MORANDIÈRE.
—	—	—	—	—	3. 90.
—	—	—	—	—	4. 90.
—	—	—	—	—	5. 90.
12	2,0	202	4,0	—	6. DULK. LENTZE. Anmerk. 157 und 206. 1883 durch Fachwerke ersetzt.
4	13,5	1056	3,8	CHALEY	7. 1852 und 1881 verstärkt. 93.
2	17,0	1000	3,1	»	8. 1897 verstärkt. 93.
2	—	1067	3,4	CHALEY & BRODILLION	9. 1851 eingestürzt und durch einen Steinbau ersetzt. 95.
8	—	400	3,4	BIGOT	10. HANN & HOSKING. 1850.
4	17,0	1408	3,4	LEBLANC	11. MORANDIÈRE. 1853—1858. 1867 verstärkt.
12	—	278	3,0	BELIN ²⁴⁸	12. 1883—1884 von ARNODIN umgebaut.
4	16,0	—	—	LECLERC & NOYON	13. MORANDIÈRE. 1885 von ARNODIN umgebaut.
12	—	—	—	ELLET	14. 1854 eingestürzt. 1856 von MC CORMICK wieder aufgebaut. 96.

²⁴⁸ Nach Mitteilungen des Oberingenieurs SCHÖNDÖRF in Annecy (Ober-Savoyen).

Die 1827—1839 erbaute *Dordognebrücke bei Cubzac* ist eine der hervorragendsten älteren Kabelbrücken Frankreichs gewesen. Sie besaß fünf Öffnungen von je 109 m Stützweite, bei 1 : 10 Pfeilverhältnis. Wie die Brücken von Roche-Bernard u. a., so hatte die Cubzacbrücke Segelschiffe mit vollen Masten durchzulassen. Ihre kunstvoll aus Gußeisen zusammengesetzten Stützpfeiler erhoben sich 22,50 m über Hochwasser²⁴⁹. Die Gesamthöhe eines mittleren Stützpfeilers von der Stromsohle bis zur Pfeilerspitze hat etwa 44 m betragen. Die Spitze bildete je eine gußeiserne *Pendelwalze*, über welche die Tragkabel führten (Fig. 568).

Um nun bei einseitigen Belastungen die Bogenkraft von einem Endpfeiler zum gegenüberliegenden zu führen, waren die Pendelpfeilerspitzen in jeder Öffnung und nach beiden Seiten hin durch gerade Schrägseile (II in Fig. 568) mit festen Pfeilerpunkten in der Höhe von Fahrbahnunterkante verbunden. Über den beiden

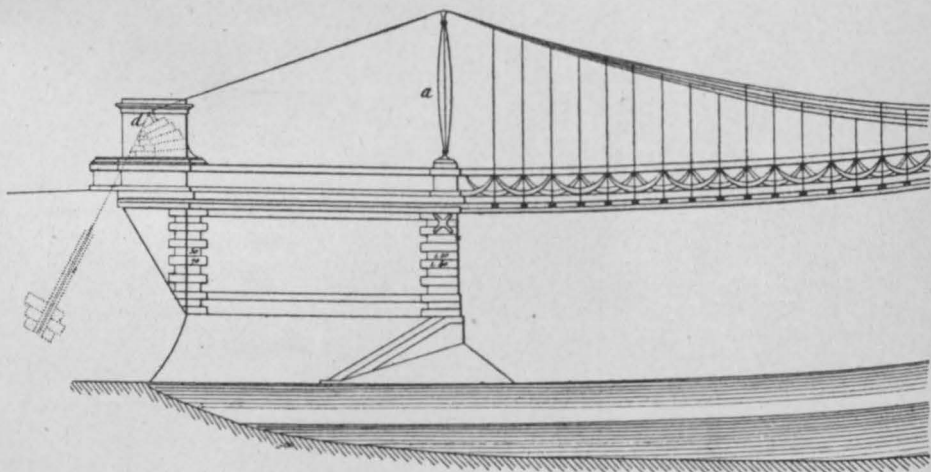


Fig. 571. Ansicht der von SEGUIN gebauten Kabelbrücke bei Bry-sur-Marne. 1832.

Endpfeilern schlossen sich die Schrägseile an die geraden Rückhaltkabel. Das in der Fig. 568 mit I bezeichnete Seil ist das Haupttragseil. Bezeichnend für die mangelhafte Gesamtanordnung der Dordognebrücke ist die Tatsache, daß sie zu keiner Zeit vom Staate endgültig als betriebssicher abgenommen worden ist²⁵⁰. Ihre Befahrung wurde nur unter einschränkenden Bedingungen erlaubt. Der Grund hierfür waren die dauernden starken Schwankungen und Senkungen der Kabel und die Bewegungen der Pendelpfeiler. LENTZE¹⁵⁷ sagte: »Ich sah die Brückenbahn (1844) abwechselnd gehoben und gesenkt, und demzufolge die balanzierenden Säulen bald nach der Mittelöffnung, bald entgegengesetzt sich etwas neigen.« Nach Ablauf der Berechtigung der Baugesellschaft im Jahre 1867, ordnete die Regierung eine gründliche Untersuchung des Baues an. Daraufhin wurde die Brücke zwar noch in Betrieb belassen, aber man über-

²⁴⁹ MARTIN, *Fonte des piliers du pont de Cubzac*. Paris. 1841. — Allgem. Bauzeitung. 1839. S. 420.

²⁵⁰ MORANDIÈRE, Anmerk. 235, S. 1533.

wachte die Bewegungen ihrer Pendelpfeiler, bis im Frühjahr 1869 ein heftiger Sturm das Pendel des zweiten Pfeilers stromaufwärts zu Falle brachte, so daß die Kabel auf dem Pfeiler zu liegen kamen, der sich dabei schief stellte. Einige Tage später mußte die Fahrbahn abgetragen werden, sonst wäre der gänzliche Einsturz der Brücke zu erwarten gewesen. Ihr Überbau wurde 1883 von EIFFEL in Paris durch acht Fachwerkträger ersetzt.

Die *Vilainebrücke* bei Roche-Bernard²⁵¹ ist die weitest gespannte Kabelbrücke Frankreichs. Ihre Bahn liegt 33 m hoch über Wasser. Bei dieser Brücke wurden (soweit bekannt) zum ersten Male *die Tragkabel auf der Baustelle her-*

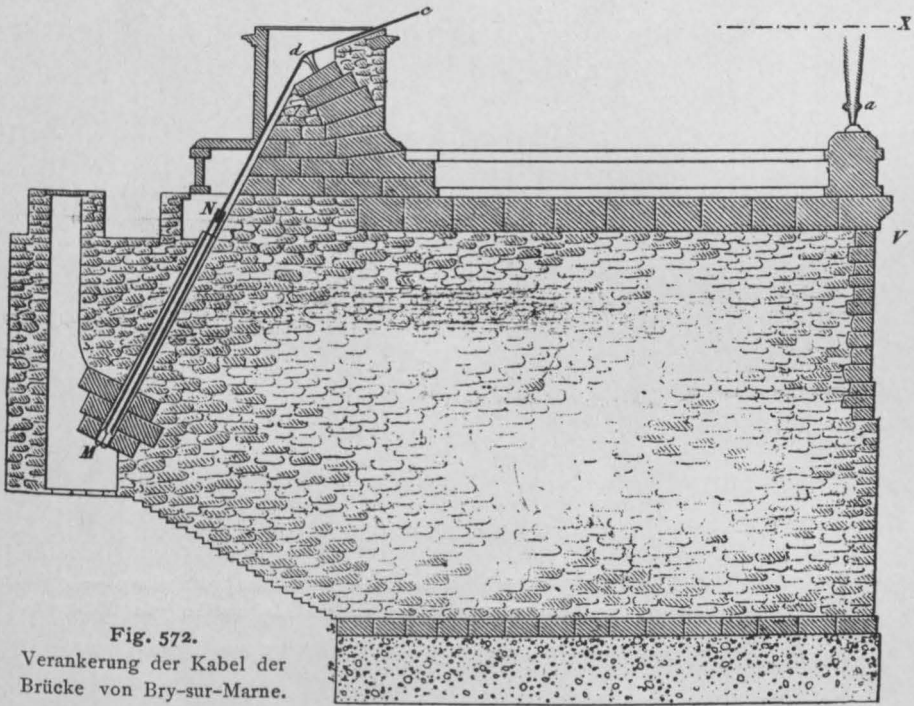


Fig. 572.

Verankerung der Kabel der
Brücke von Bry-sur-Marne.

gestellt. Das geschah, indem man nacheinander jeden Draht eines Kabels, auf einer Bahnseite anfangend, von der Verankerung auf einem Flußufer — über die Stützpfeiler hinweg — zu derjenigen des gegenüberliegenden Ufers leitete, dort den Draht um 90 Grad bog und auf der andern Bahnseite, über die Pfeiler hinweg, wieder zur Ausgangsstelle zurückführte. Auf solche Weise erreichte man gleiche Längen und gleiche Spannung jedes Kabeldrahtes vollkommener als bei dem älteren französischen Verfahren, bei welchem die Kabel am Ufer fertig hergestellt und dann erst über der Baustelle aufgehängt wurden. Dem von dem Erbauer der Vilainebrücke, LEBLANC, hier angewendeten Verfahren lag der gleiche Gedanke zu Grunde, der das von RÖBLING geschaffene neuere *amerikanische Verfahren* der Kabelherstellung kennzeichnet (97).

²⁵¹ LEBLANC, Description du pont suspendu de la Roche-Bernard. Paris. 1841.

Im Oktober 1852 wurde die Fahrbahn der Vilainebrücke durch heftige Stürme in mehrere Stücke zerbrochen und in den Fluß geschleudert. In den Jahren 1853—1858 wurde die Brücke wieder hergestellt²⁵² und dabei die Fahrbahn, um ihre Widerstandsfähigkeit gegen Abheben nach oben zu vergrößern, mit zwei unterhalb von ihr eingelegten Kabeln in kurzen Abständen verbunden. Aber bei einem Sturme des Jahres 1866 riß die Verankerung eines dieser Hilfskabel, so daß die Brücke wiederum in Stand gesetzt werden mußte.

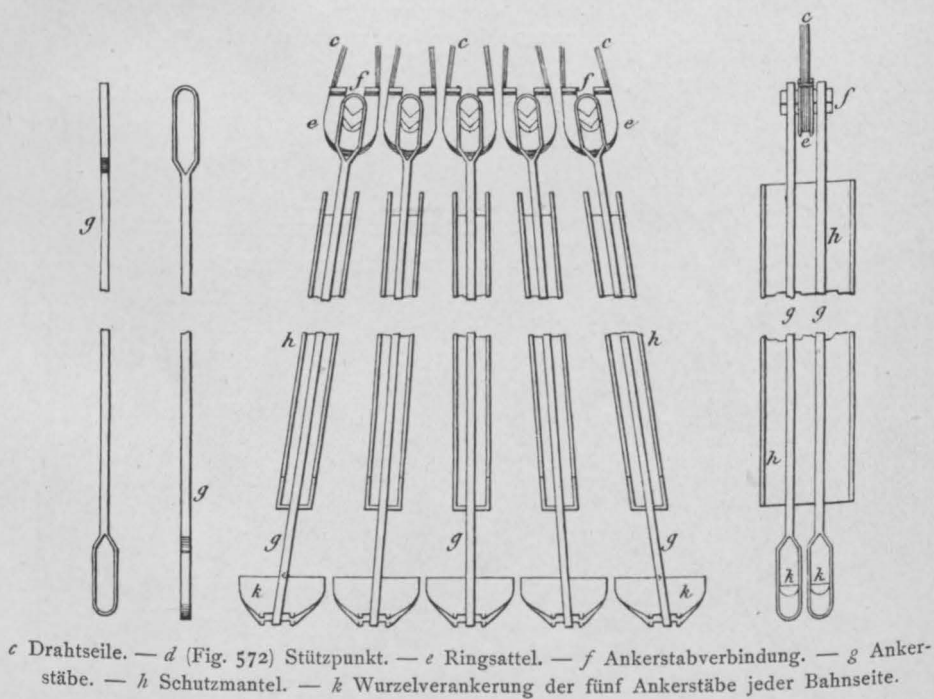


Fig. 573. Einzelheiten der Kabelverankerung der Brücke von Bry-sur-Marne.

Nach der Brücke von Roche-Bernard ist die *St. Christophe-Brücke über den Scorff*²⁵³ die bedeutendste in Frankreich. Ihre Kabel sind in gleicher Weise wie bei der Vilainebrücke hergestellt und werden auf den Stützfeilern von je einer Rolle getragen (Fig. 569). Die Kabelverankerung ist in der Fig. 570 dargestellt. Die verwendeten Drähte waren 100 m bis 120 m lang und ihre Verbindung erfolgte durch Umwickeln der stumpf zusammenstoßenden Drahtenden mit ausgeglühtem Drahte. Die Kabel erhielten Drahtumwicklungen von 28 cm Länge in eben so großen Abständen. Im Jahre 1885 hat Ingenieur ARNODIN von Château-Neuf sur Loire die Ankerkabel des rechten Flußufers durch neue, aus spiralförmigen Drähten von etwa 6,6 t/cm² Zugfestigkeit hergestellte, sog.

²⁵² NOYON, Sur la restauration et la consolidation de la suspension du pont de la Roche-Bernard. Ann. des ponts et chauss. 1859. II. S. 249.

²⁵³ Ann. des ponts et chauss. 1850. II.

câbles tordus (98) ersetzt²⁵⁴. Auch die malerisch belegene *Brücke von Caille*, die 148 m hoch über der Sohle eines Wildbaches liegt, ist von ARNODIN umgebaut worden.

Die *Dourobrücke in Porto*²⁵⁵, deren wenig eigenartige bauliche Einzelheiten in der angegebenen Quelle zu vergleichen sind, wurde 1886 durch eine Bogenbrücke ersetzt. Das war die in Fig. 234, S. 210, dargestellte *Brücke Luiz I.*

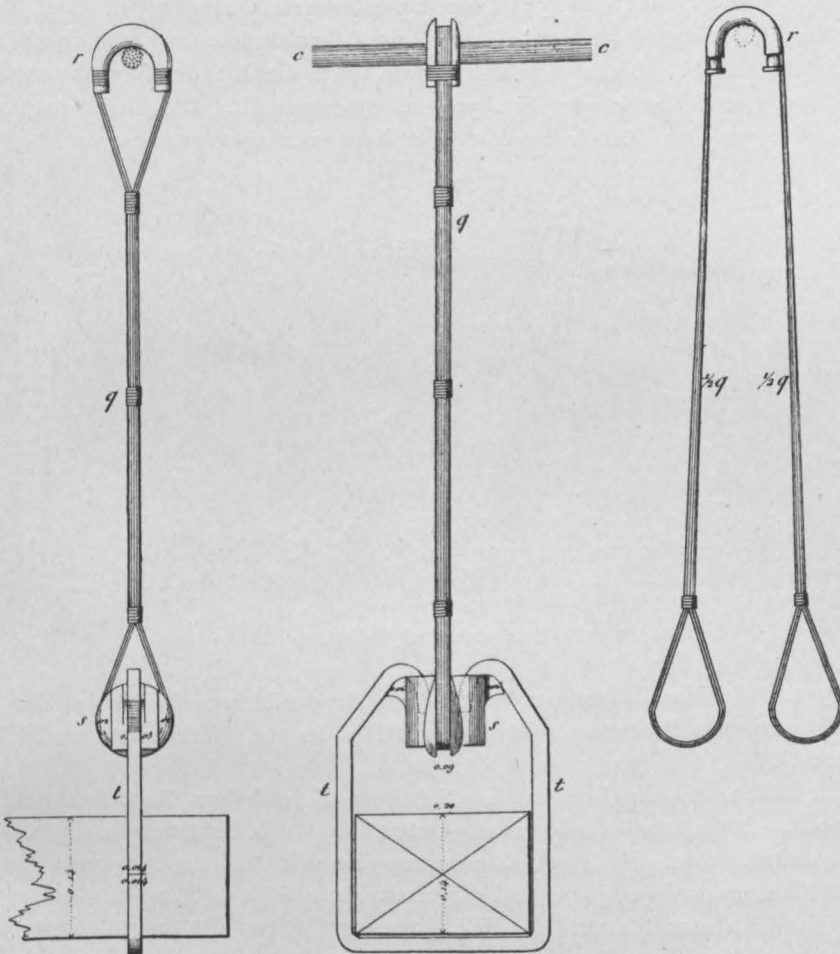


Fig. 574. Befestigung der Hängeseile an einem Kabel und einer Bahnquerschelle der Brücke von Bry-sur-Marne.

3. Unter den in der genannten Zeitspanne von 1839—1850 entstandenen Kabelbrücken mit kleineren Weiten als 100 m sind besonders bemerkenswert die 1832

²⁵⁴ BAUM et HERPIN, Note sur le remplacement des cables d'amarrage de la rive droite du pont suspendu de St. Christophe. Annales des ponts et chaussées. 1886. II. S. 677.

²⁵⁵ HANN & HOSKING, The theory, practice and architecture of bridges. Supplement. 1850. S. 139.

gebaute (im deutsch-französischen Kriege 1871 zerstörte) Brücke von *Bry-sur-Marne*, die Charentebrücke bei Tonnay-Charente und die Brücke St. Pierre über die Garonne in Toulouse.

Die von SEGUIN herrührende 76 m weite Brücke von *Bry-sur-Marne* war für die damalige Zeit in ihren Einzelheiten tüchtig durchgebildet. Ihre Bahn wurde von zehn Kabeln, je fünf zu jeder Bahnseite, getragen. Ihre Stützpfeiler waren gußeiserne Pendelsäulen (Fig. 571) von kreuzförmigem Querschnitte. Die Rückhaltseile führten bei *d* (Fig. 572) über eine Pendelstütze zum Anschluß der Ankerstäbe bei *N*. Dieser Anschluß, sowie auch die Art der Verankerung an der Wurzel bei *M* ist in der Fig. 573 näher dargestellt. Die Befestigung der Hängeseile an den Kabeln und den Bahnquerschwellen veranschaulicht die



Fig. 575. Charentebrücke bei Rochefort. 1840—1841.

Fig. 574. Die Einzelheiten der Brücke von *Bry-sur-Marne* sind lange Zeit für den französischen Brückenbau der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts vorbildlich gewesen.

Die *Charentebrücke* liegt in der Nähe des Kriegshafens Rochefort am Atlantischen Ozean und wurde 1840—1841 von den Ingenieuren DEBANS & ESCARRAGUEL erbaut (Fig. 575). Sie besitzt eine Mittelöffnung von 90 m, zwei Seitenöffnungen von je 58 m und liegt mit ihrer 6 m breiten Fahrbahn 25 m über dem höchsten Wasser. Die Fig. 575—577 zeigen die eigentümliche Anordnung und Verteilung ihrer Drahtseile. Wenn auch bei ihrem Bau die Dordognebrücke bei Cubzac als Muster gedient hat, so hat man doch vernünftigerweise die Zahl der Drahtseile auf 26 vermindert, während bei jener Brücke in einer Öffnung nicht weniger als 44 vorhanden gewesen sind. In jeder Mittelöffnung sind (auf jeder Bahnseite) zwei gerade Schrägseile (*d*) angeordnet und dazu ist zwischen den Pendelpfeilerspitzen noch ein gerades Seil (*g*) eingezogen (das in der Fig. 575 nicht dargestellt ist). In den Endöffnungen kommt dazu noch je ein gerades Schrägseil (*h*), das von der Pfeilerspitze bis zum Fuße des anstoßenden Steinpfeilers führt. Die Haupttragseile, an denen die Bahn hängt, sind in den

Fig. 576—577 mit *A, b, c* bezeichnet. *c* bedeutet ein Seil, das wagerecht neben der Fahrbahn läuft.

Die Gruppe *A, b, c* besteht auf jeder Bahnseite aus vier Seilen von je 50 mm Durchmesser. Von den Schrägseilen *d* sind ebenfalls vier vorhanden, die jedoch nur 35 mm Stärke haben. Die Kreuzung von *b* und *d* wird in der Fig. 576 veranschaulicht. Die Gruppe der Rückhaltseile *h*, vier an der Zahl, von je 50 mm Durchmesser, kreuzt die Seile *c*. Die Gruppe *g* — wagerecht zwischen den Pfeilerspitzen — hält auf jeder Bahnseite nur ein Seil von etwa 10 mm Durchmesser

Es ist nicht zu verwundern, wenn derartig verwickelte Seilverbindungen namentlich in Gegenden, die wie Cubzac und Rochefort starken Stürmen ausgesetzt sind, sich nicht dauernd erhalten konnten.

Eine der Charentebrücke ähnliche Kabelanordnung zeigt die Garonnebrücke St. Pierre in Toulouse (Fig. 578—579), die zwei Mittelöffnungen von 90 m und zwei Seitenöffnungen von 40 und 50 m Stützweite erhalten hat. Hier fehlen die geraden Schrägseile der Mittelöffnungen. Die Gruppe I besteht auf jeder Bahnseite aus einem 85 mm starken Drahtseile, das in gerader Linie von einem Widerlager über die Pfeilerspitzen hinweg zum andern Widerlager führt. Gruppe II — das Haupttragseil — hält vier Seile von je 50 mm Stärke. Außerdem ist auf jeder Bahnseite noch

ein 55 mm starkes Drahtseil vorhanden, das in sehr flacher Krümmung hängt, in der Mitte jeder Öffnung die Bahn nahezu berührt und auf Pfeilern, etwa 2 m über der Bahn, gestützt ist. Mit diesem Seile ist jede zweite Bahnquerschwellen durch ein dünnes Drahtseil verbunden, um dadurch die Bahn gegen Seitenschwankungen zu sichern. Alle drei Gruppen führen auf den Endpfeilern, wie in Fig. 579 gezeichnet, über Rollen zur Verankerung. In gleicher Weise führen die Gruppen I und II auf den gußeisernen Säulen der Mittelpfeiler über Rollen (Fig. 578).

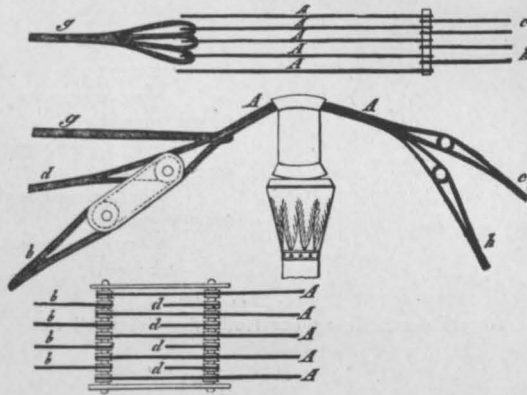


Fig. 576. Angriff der Seile am Kopfe der Pendelsäule.

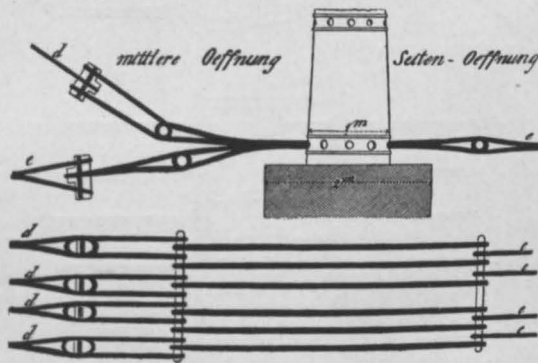


Fig. 577. Angriff der Seile am Fuße der festen Säule.

Fig. 576—577. Anordnung der Drahtseile der Charentebrücke bei Rochefort.

DULK²⁰⁶, der den Zustand der obigen Brücken über die Dordogne, Charente und Garonne im Jahre 1864 beschreibt, bespricht auch noch verschiedene andere

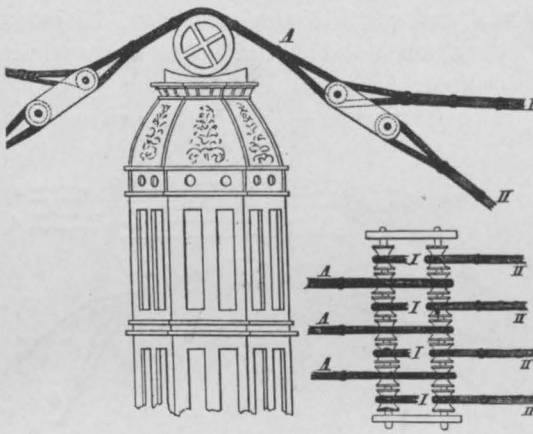


Fig. 578.

Angriff der Seile an der Rolle des Stützpfiebers.

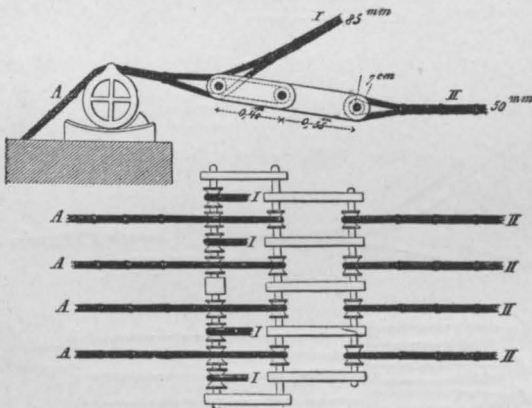


Fig. 579.

Angriff der Seile an der Rolle der Widerlager.

Fig. 578—579. Anordnung der Kabel der Garonnebrücke St. Pierre in Toulouse.

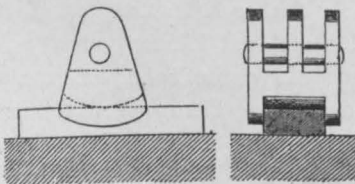


Fig. 580.

Pendelwalze einer Loirebrücke bei Lyon.

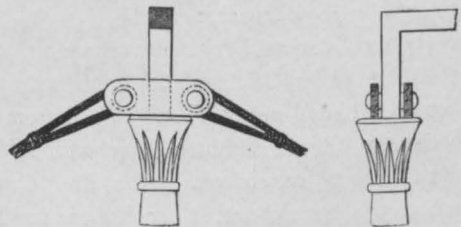


Fig. 581.

Kabelbefestigung der Erdreißbrücke bei Lyon.

französische Kabelbrücken, die in der Zeit von 1827—1850 entstanden sind, z. B. die *Garonnebrücke St. Michel* in Toulouse, die *Loirebrücken* in Chalonnes und Tours, sowie auch die *Rhônebrücken* in Genf, Lyon, Vienne, Valence, Avignon und Beaucaire-Tarascon, deren Stützweiten 100 m nicht überschreiten und deren bauliche Einzelheiten im wesentlichen den bisher geschilderten gleichen. Die Fig. 580 u. 581 veranschaulichen zwei von DULK beschriebene Einzelheiten. Fig. 580 stellt eine *Pendelwalze* eines Drahtsteges über die Loire in Lyon dar, dessen Mittelöffnung 110 m und dessen Seitenöffnungen je 35 m Stützweite haben. Jedes der beiden 10 cm starken Kabel teilt sich, bevor es über die Stützpfieiler der Mittelöffnung führt, in zwei Einzelseile von je 6 cm Stärke. Zu diesem Zwecke ist die Pendelwalze mit drei Rippen versehen.

Eine seltene Anordnung zeigt die Lagerung der Seile auf den Mittelpfeilern der *Erdreißbrücke* bei Lyon (Fig. 581), insofern als die von beiden Seiten

ankommenden Teile Schleifenenden erhalten haben, die über festliegende Bolzen fassen, so daß eine seitliche Bewegung der Seilstützpunkte ausgeschlossen ist.

In den Fig. 582—584 sind, nach Angaben von LENTZE¹⁵⁷, einige bei den älteren französischen Kabelbrücken gebräuchlich gewesene *Aufhängearten der Fahrbahn* dargestellt. Damit die verwendeten Schleifen, Bügel oder Sättel auf den Hängekabeln nicht gleiten, sind diese zu beiden Seiten der Hängestangen mit Drahtumwicklungen (Wulsten) versehen.

95. Einsturz der Brücke von Angers, sowie seine Ursachen und Folgen. 1850.

1. Die Brücke war Eigentum der Stadt Angers und führte in deren Nähe über den Mainefluß. Sie wurde in den Jahren 1835 bis 1838 von den Ingenieuren BRODILLION und CHALEY erbaut und besaß eine Tragöffnung von etwa 104,5 m bei einem Pfeilverhältnis von 1:11,6. Auf jeder Seite der 7,3 m breiten Bahn lag nur ein Kabel, das 1067 Stück Drähte von je 3,4 mm Stärke faßte, also etwa 205 cm² nutzbaren Querschnitt besaß. Soweit wie die Kabel außerhalb der Erde lagen, waren sie durch Umwicklungen zu einem ungeteilten Querschnitte verbunden; in der Erde lösten sie sich je in 16 Einzelseile auf (Fig. 586), die in zwei Reihen übereinander lagen und kurz vor dem Eintritt in das Verankerungs-Mauerwerk mit vier Stück Ankerseilen verbunden waren, in ähnlicher Weise wie es bei der ältern Freiburger

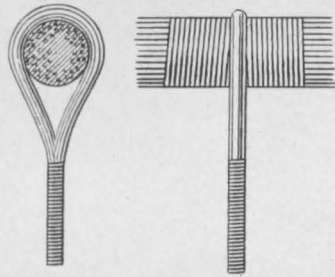


Fig. 582. Hängeseile mit Schleife.

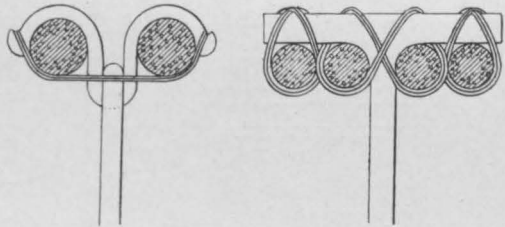


Fig. 583. Hängestange mit Bügel oder Querarm.

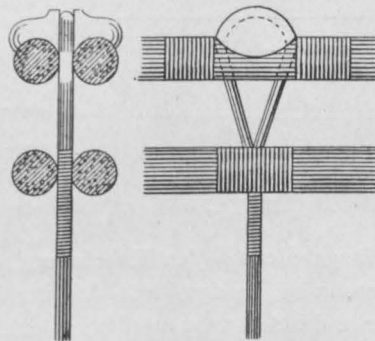


Fig. 584. Hängeseile mit Schleife und Sattel.

Fig. 582—584. Verschiedene Arten der Fahrbahnaufhängung.

Brücke geschah und wie es aus der Fig. 589 zu ersehen ist. Die Verankerungsteile waren daher unzugänglich im Mauerwerk versteckt. Jedes Kabel führte über eine gußeiserne Pendelsäule (von etwa 5,4 m Höhe und 50 cm mittleren Durchmesser), deren Fuß auf einem Steinpfeiler des betreffenden Widerlagers beweglich gelagert war (Fig. 588).

Das gesamte Eigengewicht belief sich auf etwa 163 t, oder rund 214 kg/m^2 . Die Verkehrslast war zu 200 kg/m^2 angesetzt worden. Daraus berechnete BRIX²⁵⁶

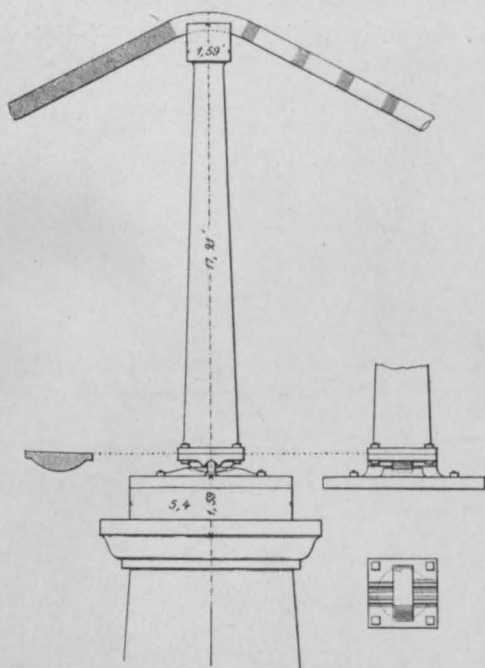


Fig. 585. Stützpfiler der Brücke von Angers.

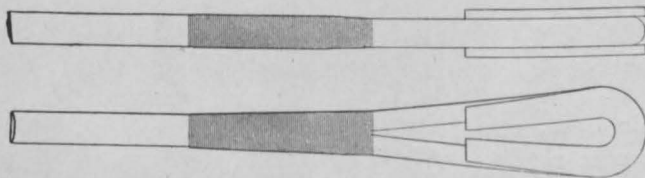


Fig. 586. Eins der 16 Seile eines Kabels.

einige Hängeseile von den Kabeln und etwa der dritte Teil der Fahrbahn fiel in den Fluß. Als der Schaden ausgebessert war, wurde die Belastung wiederholt und weil dabei das Bauwerk sich standfähig gezeigt hatte, ließ man, unter scharfer Bewachung, einen angemessenen Verkehr von Personen und Fuhrwerken über die Brücke zu. Ende Juli fand dann die vorgeschriebene zweite Probelastung mit 200 kg/m^2 statt und danach übernahm die Stadt Angers die Brücke — die den Namen *Pont de la Bassé Chaine* erhielt — endgültig in ihren Besitz.

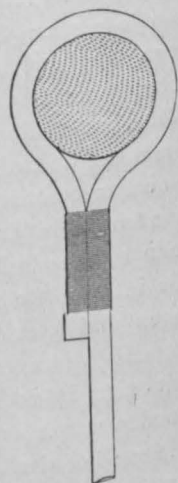


Fig. 587.
Hängeseil der
Brücke von Angers.

die größte Spannung in den Rückhaltseilen mit rund $2,4 \text{ t/cm}^2$. Das ist $1\frac{1}{3}$ mal so viel als die vertragsmäßig zugelassene größte Spannung von $1,8 \text{ t/cm}^2$. Der verwendete Draht hatte nachweisbar eine Zugfestigkeit von rund 7 t/cm^2 , wonach die Sicherheit des Baues nach dem Entwurfe nahezu eine dreifache gewesen ist. Es müssen also noch besondere Umstände hinzugekommen sein, die den Einsturz der Brücke herbeigeführt haben, nachdem diese nicht mehr als 13 Jahre gehalten hatte.

2. Nach erfolgter Vollendung der Brücke, im Juli 1838, wurde die vorgeschriebene erste Probelastung mit 100 kg/m^2 — also der halben rechnermäßigen Verkehrslast — vorgenommen. Diese Last sollte die Brücke 24 Stunden lang tragen. Dabei lösten sich

²⁵⁶ HÜBENER und BRIX, Die Konstruktion der bei Angers eingestürzten Hängebrücke und die Ursachen des Einsturzes. Verh. d. Ver. f. die Bef. d. Gewerbeleiß. in Preußen. 1851. S. 132.

Bis zum Jahre 1849 beschränkte sich der Unterhalt der Brücke nur auf Arbeiten an Fahrbahnteilen und auf Erneuerung des Anstriches der Kabel, auch hatte bald darauf ein in Angers wohnender Staatsingenieur dem Minister des Innern auf Befragen versichert, er habe keine Veranlassung die ausreichende Tragfähigkeit der Brücke zu bezweifeln, jedoch könne ein sicherer Anhalt dafür nur durch eine Probelastung gewonnen werden. In der Bevölkerung herrschte aber von jeher ein Mißtrauen gegen die Brücke, das wohl durch den unglücklichen Verlauf der ersten Probelastung und das Vorhandensein einiger, schon bei der Herstellung des Mauerwerkes entstandenen Widerlagerrisse hervorgerufen worden ist.

Als am Morgen des 16. April 1851 — am Tage des Einsturzes — zwei Schwadronen Husaren über die Brücke ritten, waren keinerlei außergewöhnliche Bewegungen und Schwankungen der Fahrbahn bemerkt worden. Später folgte ein Bataillon des 11. Regiments. Inzwischen hatte sich aber ein

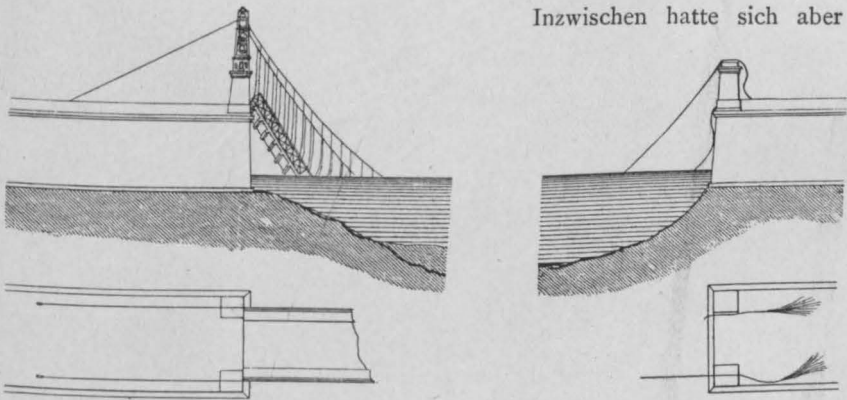


Fig. 588. Zustand der Brücke von Angers unmittelbar nach ihrem Einsturze am 16. April 1850.

heftiger Wind erhoben und je weiter das Bataillon auf der Fahrbahn vorrückte, desto stärker wurden die Schwankungen. Gleich Trunkenen sollen die Soldaten geschwankt und nur mit Mühe sich aufrecht erhalten haben. Im Augenblick, als die ganze Länge der Brücke von Soldaten besetzt war, hörten die auf dem rechten Ufer noch zurückgebliebenen ein Krachen, das einer schlecht ausgeführten Gewehrsalve geglichen haben soll. Ursache war das plötzliche Zerreißen des stromaufwärts belegenen Kabels im rechtsseitigen Widerlager. Dem folgte augenblicklich ein Niederstürzen der dortigen Pendelsäule, die in den Fluß fiel. Eine Sekunde später zerriß auch das stromaufwärtsliegende Kabel des nämlichen Ufers und die dort völlig losgelöste Fahrbahn fiel ebenfalls in den Fluß. Fig. 588 veranschaulicht den Zustand der Brücke nach erfolgtem Einsturze. Rückhaltkabel und Stützpfeiler des linksseitigen Ufers widerstanden der Zerstörung, so daß hier die Soldaten sich an der Fahrbahn solange festhielten, bis sie mit Kähnen geholt und gerettet werden konnten. 226 Soldaten kamen in den Fluten um. Alle 16 Einzelstränge jedes der beiden Kabel waren gerissen (Fig. 586).

In den offen liegenden Endstücken der zerrissenen Kabel wurden mehr durch Rosten zerstörte Drähte vorgefunden. Die Kabelkanäle waren bei der Herstellung der Brücke mit flüssiger Kalkmasse ausgegossen worden, weil man angenommen hatte, dadurch könne man die Kabel völlig luftdicht abschließen und so gegen Rostverzehrung schützen. Beim Aufgraben der Kanäle zeigte sich aber die Kalkmasse im Ganzen stark zusammengeschrumpft und von Längs-

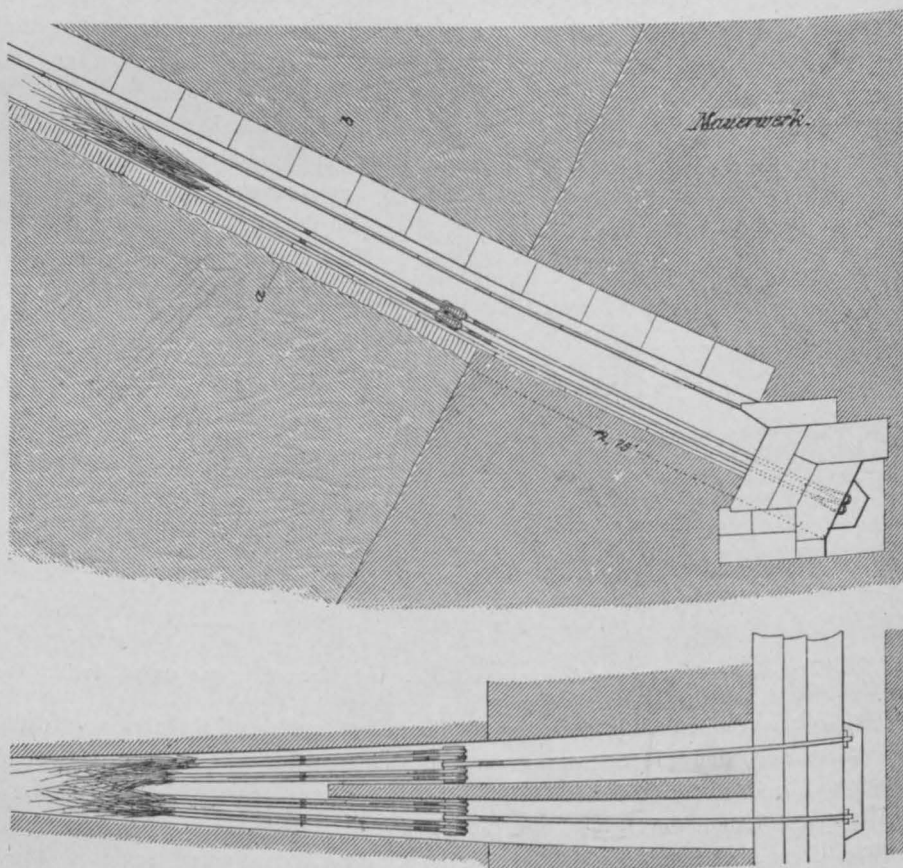


Fig. 589.

Längsschnitt und Grundriß der Rückhaltkabel der Brücke von Angers nach ihrem Einsturze.

sowie Querrissen durchzogen, die bis auf die Kabel verliefen. In diesen Rissen war die Kalkmasse durch eingedrungene Feuchtigkeit gelblich gefärbt, wo sie im Zusammenhange geblieben war, hatte sie ihre weiße Farbe völlig bewahrt. Wo die Risse auf die Kabel führten, waren diese stark verrostet und in ihrer Nähe hatten sich Oxydationsherde gebildet, von denen aus das Rosten sich verbreitete. Außer verrosteten Drähten fanden sich in den Kabeln sogar zusammenhängende Stücke von Eisenoxyd vor, bis zu 78 mm Länge, 26 mm Breite und 14 mm Stärke. Danach war die Sicherheit der Brücke, nach heutigen Begriffen, keine

ausreichende, um so weniger, als weder in lotrechter noch wagerechter Ebene Querverbände vorhanden waren, die instande gewesen wären, das Überleiten *stoßartiger* Wirkungen der starken Fahrbahn-Schwankungen auf die Rückhaltkabel zu mildern. Es kommt aber noch hinzu, daß infolge der Teilung jedes Kabels in 16 Seile die Möglichkeit einer gleichmäßigen Übertragung der gesamten Kabelspannkraft auf die Einzelseile nicht erwartet werden konnte.

Die Folgen des Einsturzes der Brücke von Angers waren weitgreifende. Alle Hängebrücken Frankreichs wurden auf Befehl der Regierung gründlich untersucht. Dabei mußten zuerst die Kalkgußmassen der Rückhaltkanäle beseitigt und der Zustand der Kabel festgestellt werden. Erforderlichenfalls wurden Probelastungen angeordnet²⁵⁷. An Stelle der eingestürzten Brücke trat ein Steinbau.

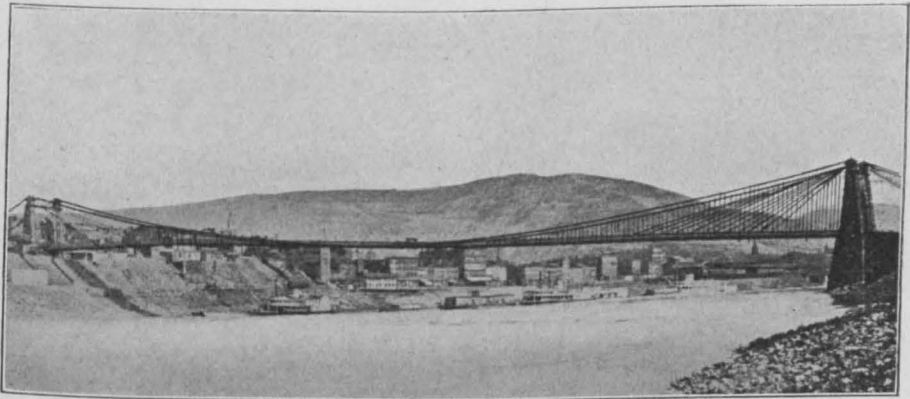


Fig. 590. Drahtkabelbrücke über den Ohio bei Wheeling. 1856.

96. Übertragung der französischen Kabelbrückenbauart nach Nordamerika (1840).

1. Die Anfänge des Hängebrückenbaues wurden bereits in § 6 geschildert, besonders auch (unter 52) die ersten Ketten- und Drahtseilbrücken mit an Tragstangen aufgehängter Bahn. Diese waren amerikanischen Ursprunges. Eine Kettenbrücke der FINLEY-Bauart wurde in Fig. 257 (S. 232) dargestellt und auf S. 234 war die Rede von der (so weit bekannt) *ersten Drahtkabelbrücke der Welt*. Das war ein an Stelle der 1811 eingestürzten Kettenbrücke über den Schuylkillfall bei Philadelphia (Fig. 258, S. 233) von den Ingenieuren WHITE und HAZARD (1816) hergestellter *Drauthängesteg* von 124 m Weite, dessen Kabel aus je sechs Drähten von 9 mm Durchmesser zusammengelegt waren. Der Steg erfüllte aber nur einen vorübergehenden Zweck und wurde 1817 durch eine feste Holzbrücke ersetzt.

²⁵⁷ Rapport de la Commission d'enquête nommée par M. le préfet de Maine-et-Loire pour rechercher les causes de la chute de la Basse-Chaine. Annales des ponts et chaussées. 1850. II. S. 294. — TARDIF, Catastrophe du pont de la Basse-Chaine. Angers. 1852.

Damals lag das Eisenhüttenwesen Amerikas noch in seinen Anfängen. Die erste Drahtfabrik wurde erst 1840 gegründet (97). So ist es zu verstehen, warum der Draht als Brückenbaustoff Jahrzehnte lang noch nicht aufzukommen vermochte. Bis ins fünfte Jahrzehnt des vorigen Jahrhunderts herrschte der Holzbrückenbau und die amerikanischen Holzträgerarten wurden dann sogar vorbildlich für die ersten europäischen Eisenfachwerke, wie dies (unter 8) bereits nachgewiesen worden ist.

Bis zum Anfange des fünften Jahrzehntes blieb der Bau der Kabelbrücken auf Europa beschränkt. Hier waren es besonders Südfrankreich und die Schweiz, deren Oberflächengestalt, mit den vielen tief eingeschnittenen Flüssen und Schluchten, die Einführung der neuen Brückenart begünstigte. Im übrigen

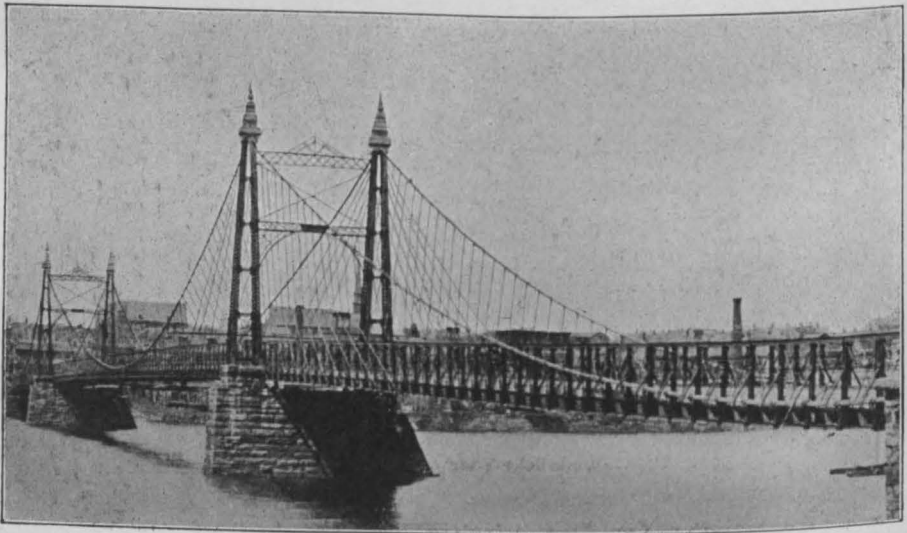


Fig. 591. Straßenbrücke bei Windsor-Locks über den Connecticut. 1884.

Europa gehören selbst heutigen Tages Drahtkabelbrücken noch zu den Seltenheiten. Wie die Kabelbrücken Frankreichs und der Schweiz durch das Vorgehen der Franzosen SEGUIN und DUFOUR sich in der ersten Hälfte des vorigen Jahrhunderts entwickelt haben, wurde (unter 87—95) ausführlich dargelegt.

2. Die *französische Bauart* der Kabelbrücken wurde im fünften Jahrzehnt des 19. Jahrhunderts durch den Franzosen CHARLES ELLET nach Amerika übertragen. Sein erstes Werk war eine Brücke über den Schuylkill im Fairmount Park von Philadelphia, erbaut im Jahre 1840. Im Jahre 1846 veröffentlichte er einen kühnen Plan für eine *versteifte Eisenbahnbrücke* über den Connecticut bei Middletown. 1852 baute ELLET eine 146 m weite Brücke über den Elkfluß in Charlestown, die am 15. Dezember 1904 eingestürzt ist, nicht etwa wegen eines Baufehlers, sondern weil die zuständigen Behörden, statt die Brücke ordnungsmäßig zu unterhalten, *deren Drähte durchrosten ließen*⁸⁸. Das ist eins der neusten Beispiele dafür, wie sehr Amerika heute noch gegen Europa zurück ist, wenn es sich

um *behördliche Aufsicht* von Bauwerken handelt, deren Zusammenbruch zahlreichen Menschenleben den Tod bringen kann.

Das bedeutendste Werk ELLETS war die 1847 gebaute *Drahtkabelbrücke über den Ohio bei Wheeling*. Die Weite der Mittelöffnung dieses großartigen Bauwerkes erreichte 308 m und übertraf mehr als zwei Jahrzehnte lang die Weite jeder andern Brücke der Welt. Nach französischer Bauart wurden ihre Kabel auf dem Lande hergestellt und über dem Flusse (mit einem Pfeil von 22 m) aufgehängt. Zwölf Kabel, je sechs zu jeder Bahnseite, trugen die 8,54 m breite Fahrbahn. Ihre Widerstandsfähigkeit gegen seitliche Kräfte war so gering, daß sie im Jahre 1854 durch einen Sturm zerstört wurde. Die großen Mängel der damaligen französischen Bauart der Kabelbrücken mit ihren zahlreichen verwickelten Seilverbindungen und ihrer fast gänzlich unversteiften Fahrbahn, hatten sich beim Einsturze der Ohiobrücke geradezu erschreckend offenbart. Es wurde vom Sturme nicht allein die Fahrbahn fortgerissen, sondern auch mehrere der kleinen Kabel hoben sich in heftigen lotrechten Schwankungen ganz aus ihren Sätteln und fielen von den Stützpfeilern ⁸⁸.

Im Jahre 1856 wurde die Ohiobrücke von MC CORMICK wieder aufgebaut und dabei die Fahrbahn nur an je zwei 20 cm starken Kabeln zu jeder Seite aufgehängt. Fig. 590 zeigt die neue Brücke nach ihrem Wiederaufbau. Aber auch sie besaß noch ungenügende Steifigkeit in lotrechter und wagerechter Ebene.

HILDENBRAND ⁸⁸ erzählt, wie er die Brücke im Jahre 1873 versteift hat. Ihre leichten Geländer baute er in regelrechte Versteifungsträger um (83), und zog um die Fahrbahn zu versteifen noch eine Anzahl von Schrägseilen ein. Außerdem ersetzte er die hölzernen Querschwellen der Fahrbahn durch Stahlträger, verstärkte die etwas verrosteten Ankerketten und füllte die Drahtkabel vollkommen mit Öl aus, um vorhandene Roststellen möglichst am Weiterrosten zu verhindern. So verstärkt konnte die alte Ohiobrücke den starken Verkehr, den sie aufzunehmen hat, bis heute noch mit Sicherheit tragen.

Etwas später als die Ohiobrücke baute ELLET die *erste Kabelbrücke über die Niagarafälle* (1849). Sein ursprünglicher Plan kam aber nicht zur Ausführung, weil die für den Bau hergestellte Hilfs- und Arbeitsbrücke für stark genug gehalten wurde, um den Verkehr von Fußgängern und leichten Fuhrwerken aufzunehmen. Zwischen den beiden hölzernen Uferpfeilern trugen vier stärkere Hängkabel und 16 schwächere Schrägkabel den 2,23 m breiten Holzsteg. Die Stützweite betrug 231,6 m bei 13,7 m Pfeilhöhe. Um die Drahtseile von einem zum andern Ufer 70 m hoch über das breite, nicht schiffbare Felsenbett des

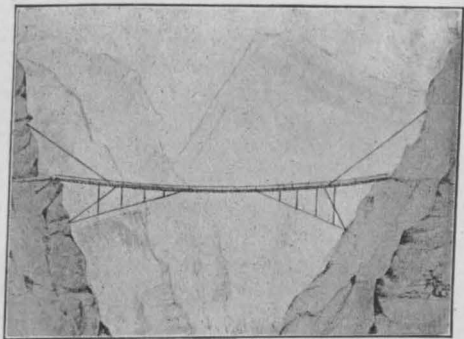


Fig. 592. Schluchtbrücke in Ecuador.
HILDENBRAND. 1888.

Niagara verbringen zu können, ließ man bei günstigem Winde einen Drachen steigen und die Schnur schießen, als dieser jenseits stand. Dort fing man die Schnur auf, befestigte daran einen Draht und zog mit dessen Hilfe ein Drahtseil über den Strom. Dies Verfahren war also das gleiche, wie es in vorgeschichtlicher Zeit von den Naturvölkern schon geübt worden ist (50, S. 224).

Ein anderer französischer Ingenieur, namens SERREL, baute (1850) den zweiten Drahtsteg über die Niagarafälle. Der Steg hatte 317 m Stützweite und trug an vier aus je fünf Drahtseilen zusammengesetzten Kabeln eine 6 m breite Holzbahn. Die Kabel, zwei zu jeder Bahnseite, führten auf den Stützpfählen über gußeiserne auf Rollen verschiebbliche Sättel.

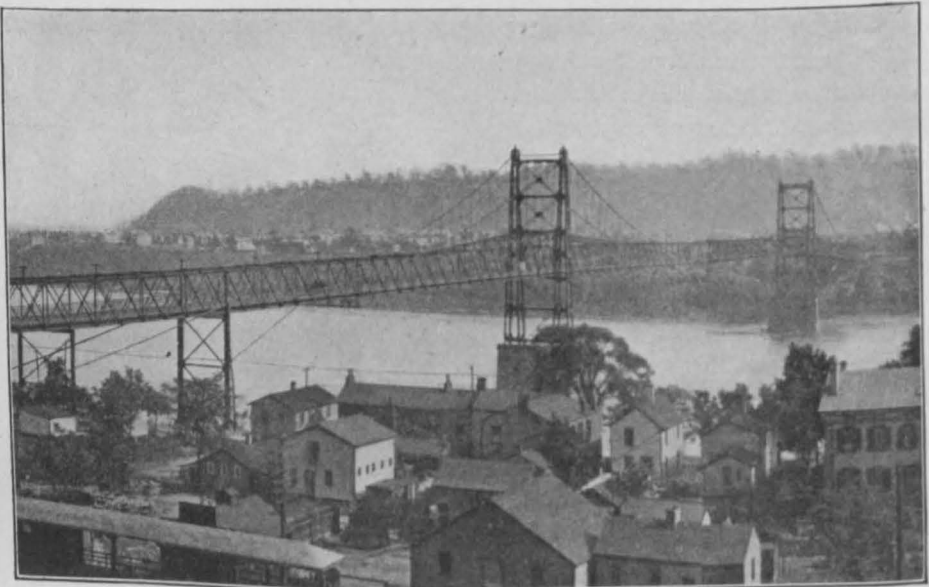


Fig. 593. Brücke über den Ohio bei Rochester. 1895.

3. HILDENBRAND⁸⁸ nennt einige amerikanische Drahtkabelbrücken der neuern Zeit, die noch nach *französischer* Bauart hergestellt worden sind. Das sind:

1884, die von SHIPMANN gebaute Connecticutbrücke bei Windsor Locks (Fig. 591),

1888, die von HILDENBRAND hergestellte Schluchtbrücke in Ecuador (Fig. 592),

1895, die von MORSE gebaute Ohiobrücke bei Rochester (Fig. 593).

Bei der Connecticutbrücke hängt die Bahn an zwei *aus sieben je 5 cm starken Seilen* gebildeten Kabeln. Diese Kabel sind demnach bereits nach der *neuen* französischen Bauart zusammengelegt, von welcher (unter 98) noch näher die Rede sein wird.

Die Schluchtbrücke besitzt 84 m Weite und ihre 1,5 m breite Bahn, die nur für den Verkehr von Fußgängern und Lasttieren dient, ist von HILDENBRAND (nach vorgeschichtlichem Muster, Fig. 251—255) unmittelbar auf zwei 4,5 cm

starken Drahtseilen verlegt. Außerdem ist die Bahn noch mit den felsigen Schluchtufern verankert (Fig. 592).

Die Rochesterbrücke hat eine Gesamtweite von 244 m. Jedes ihrer Kabel besteht aus sieben durch gerade Drähte gebildeten Seilen, die nach *neufra*nzösischer Bauart am Ufer hergestellt, in Kabelform gebracht und dann über dem Flusse an den Stützpfählen befestigt wurden. Eine der Rochesterbrücke in Größe, Aussehen und Herstellung ähnliche Ohio-Brücke wurde 1895 in East Liverpool (von HERMANN LAUB) gebaut (Tabelle 22, unter 99).

97. Die Kabelbrücken des Deutschamerikaners John Röbling (1844 bis 1869).

1. Unter 49, auf S. 221, ist das Bild desjenigen Mannes gebracht worden, der berufen war, durch seine großartigen Schöpfungen auf dem Gebiete des Kabelbrückenbaues die Aufmerksamkeit der gesamten gebildeten Welt zu erregen. Dieser Mann war ein Deutscher von Geburt. Seine Wiege stand zu Muhlhausen im Thüringer Lande, wo er am 12. Juni 1806 geboren wurde. Er studierte in

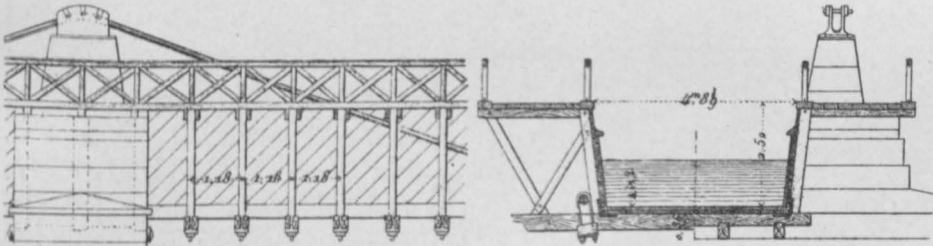


Fig. 594. RÖBLINGS Kanalbrücke über den Alleghany. 1845.

Berlin das Baufach, war dann drei Jahre im preußischen Staatsdienste und wanderte im Jahre 1831 als Führer einer Ansiedlergruppe nach Amerika aus. Die Ansiedelung erfolgte im westlichen Pennsylvanien und erhielt den Namen Saxonburg. Heute hat sie sich zu einer blühenden Stadt entwickelt⁸⁸.

Vom Farmerleben, das ihm nicht behagte, wendete sich RÖBLING wieder seinem technischen Berufe zu. Nach einander arbeitete er als Wasserbauer und Eisenbahner, bis er im Jahre 1840 auf den glücklichen Gedanken kam, in Saxonburg eine Drahtseilfabrik zu gründen. *Es war die erste ihrer Art in Amerika.* 1848 wurde sie nach Trenton N. J. verlegt, und dort wird sie heute noch von RÖBLINGS Söhnen erfolgreich weiter geführt. Die bei der Drahtseilherstellung gewonnenen Erfahrungen werden es wohl gewesen sein, die RÖBLING veranlaßt haben, den Spuren ELLETS zu folgen und sich wie dieser den Bau von Kabelbrücken zur Lebensaufgabe zu machen. Aber bereits bei seinem ersten Werke, der 1845 vollendeten *Kanalbrücke über den Alleghany* (Fig. 594), wendete er eine eigene, von der französischen wesentlich verschiedene Bauart an.

An Stelle der vielen kleineren Seile der französischen Brücken verwendete RÖBLING nur wenige starke Kabel. Auch verzichtete er darauf, das scheinbar einfache und bequeme Verfahren der altfranzösischen Kabelherstellungen nach-

zunehmen, wobei das Kabel (mit gerader oder nahezu gerader Achse) am Ufer fertig gemacht, im fertigen Zustande auf die Baustelle verbracht und dort aufgehängt wurde. Denn bei einer derartigen Herstellung waren nicht allein unzulässige Krümmungen der Drähte und infolgedessen Überanspannungen der äußeren Drahtlagen zu befürchten, sondern es war dabei auch unmöglich, in dem aufgehängten Kabel lauter gleiche Drahtlängen oder gleiche Drahtspannungen zu erhalten (91, 2). RÖBLING führte daher ein neues Verfahren der Kabelherstellung ein, das unter der Bezeichnung »Luftspinnverfahren« bekannt geworden ist und im III. Bande ausführlich beschrieben werden wird. An dieser Stelle genügt es, darüber das Folgende zu sagen: Jeder einzelne Draht eines Kabels wird auf der Baustelle zwischen seinen künftigen Stützen in freier Luft nach Lage, Länge und Durchhang geregelt und später mit einer entsprechenden Zahl von ebenso ge-

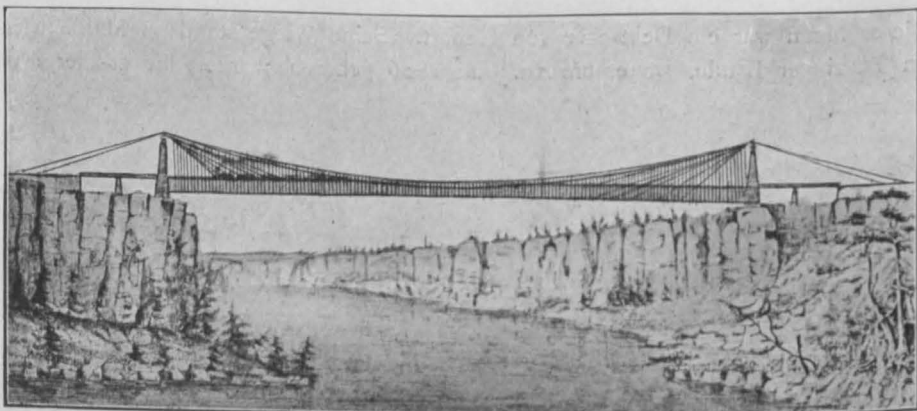


Fig. 595. Niagara-Eisenbahn- und Straßenbrücke. 1855.
(Vgl. hierzu Fig. 245, S. 221.)

regelten Drähten gebündelt. Schließlich werden alle Bündel zum Kabel vereinigt. Wenn HILDENBRAND⁸⁸ sagt, RÖBLING versteifte seine Brücken mit Hilfe von Seilen, die schräg von den Stützpfilerspitzen auslaufen und an verschiedenen Punkten der Fahrbahn befestigt werden, so könnte es scheinen, als ob eine derartige Versteifung damals eine Neuheit gewesen wäre. Das war sie aber nicht, denn solche Schrägbänder sind zu gleichem Zwecke bereits bei den ersten Kettenbrücken Englands verwendet worden (53 und 54).

2. Die erwähnten Neuerungen RÖBLINGS sollen (nach HILDENBRAND) bereits beim Bau der Alleghany-Kanalbrücke versucht worden sein. Die Brücke besaß sieben Öffnungen von je etwa 50 m Weite und führte das Wasser des Pennsylvania-Kanals in einem Holztroge über den Fluß. Nach diesem ersten Versuche (1845) baute RÖBLING in rascher Folge mehrere Straßen- und Kanalbrücken über die Flüsse Monongahela, Delaware, Susquehanna u. a. Die großartigsten Leistungen RÖBLINGS fallen aber in das dritte Viertel des 19. Jahrhunderts. Sie sind in der (unter 99) gegebenen Tabelle 22 aufgeführt und werden nachfolgend kurz beschrieben.

Wenn man von der im Jahre 1840 zu vorübergehenden Zwecken von SEGUIN erbauten Eisenbahn-Kabelbrücke auf der Linie Lyon-St. Etienne absieht (87), so war die *Niagarabrücke* (Fig. 595), deren ursprünglichen Querschnitt die Fig. 596 wiedergibt, die *erste Eisenbahn-Hängebrücke der Welt*, auch bis zum Bau der Donaukanalbrücke in Wien (1864), von welcher (unter 82) bereits die Rede war, die einzige. Ihre hölzerne Fahrbahn und steinernen Stützpfeiler wurden in der Zeit von 1877 bis 1886 in eiserne umgewandelt. Trotzdem vermochte sie nicht lange mehr den immer stärker werdenden Anforderungen des Eisenbahnbetriebes mit

ausreichender Sicherheit Stand zu halten. Deshalb ist sie 1897 durch eine eiserne Bogenbrücke ersetzt worden, deren Querschnitt Fig. 229, S. 207, veranschaulicht und deren Gesamtanordnung aus dem Bilde der Fig. 598 zu erkennen ist.

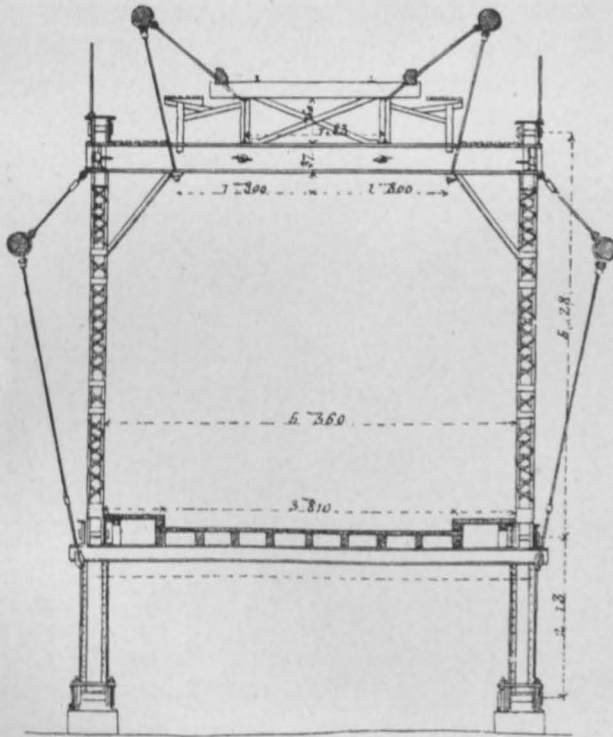


Fig. 596.

Querschnitt der ursprünglichen Fahrbahn der Niagarabrücke.

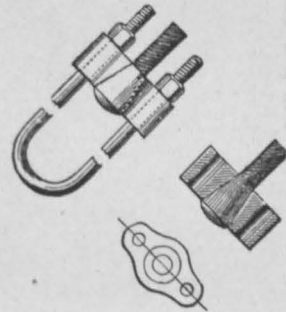


Fig. 597.

Verankerung der Kabel der Niagarabrücke.

Die Niagarabrücke lag etwa 3 km unterhalb des Falles in der Linie New York-Chicago-St. Francisco und trug zwei etwa 7 m übereinander liegende Bahnen, eine obere für ein Eisenbahngleis und eine untere für Straßenverkehr (Fig. 596). Die Versteifungsträger der Bahn waren von Holz, besaßen aber eiserne Zugstreben nach der Bauart PRATT (§ 10). Von den vier Kabeln sind zwei mit der obern, die beiden andern mit der untern Bahn verbunden. Das Eigengewicht der Brücke wird mit 600 t Holz und 400 t Eisen angegeben. Die vier Kabel waren auf 12 000 t, die 624 Hängeseile zusammen auf 18 720 t Spannkraft berechnet. Von den Stützpfeilerkronen liefen je 16 Schrägseile aus, von denen die längsten sich in 75 m Entfernung von ihrem Stützpfeiler

an den Untergurt des Versteifungsträgers schlossen. Sie hielten zusammen 1680 t Spannkraft. Die Eisenbahnzüge passierten die Brücke nur mit einer Geschwindigkeit von 8 km in der Stunde. Die Baukosten beliefen sich auf 1 600 000 Mark oder etwa 640 Mark/m² des Fahrbahngrundrisses. Über die Bewährung der Brücke im anfänglichen Betriebe, sowie über ihre Umbauten in den Jahren 1877—1880 vergleiche man MORANDIÈRE²⁴³.

3. Die *Ohiobrücke in Cincinnati* (Fig. 599) war zur Zeit ihrer Fertigstellung (1867) die weitestgespannte Brücke der Welt. Doch im selben Jahre unternahm



Fig. 598.

Bogenbrücke von 187,5 m Weite, die 1897 an Stelle der Niagara-Kabelbrücke getreten ist.

SAMUEL KEEFER den Bau einer Niagara-Straßenbrücke in der Nähe von Clifton-house (99), die eine Weite von 387 m überbrückte, also 52 m mehr als die Ohio-Brücke und schon 1869 in Betrieb genommen wurde. RÖBLING war um diese Zeit schon mit den ersten Plänen zur Überbrückung des Eastriver in New York beschäftigt. Aber ehe der eigentliche Bau dieses bewunderungswürdigen, größten seiner Werke in Angriff genommen wurde, starb der Meister (1869) infolge einer Verletzung, die er sich bei den ersten Vermessungen auf dem Bauplatze zugezogen hatte.

Die Ohiobrücke trug ihre 11 m breite Fahrbahn ursprünglich an zwei Kabeln, die in ihren Pfeilerstützpunkten 18 m weit voneinander entfernt lagen, wodurch schräggestellte Hängeträgerwände gebildet wurden. Zu jeder Seite der Straßen-

fahrbahn lagen 3,1 m hohe Versteifungsträger der Bauart LINVILLE und die Randträger der Fußwege, zugleich Geländer, waren 91 cm hohe Gitterträger (§ 10). Die in 1,5 m Abstand gezogenen Hängeseile waren an den Untergurten der hohen Versteifungsträger in deren mittlerem Teile befestigt. Dagegen schlossen sie sich

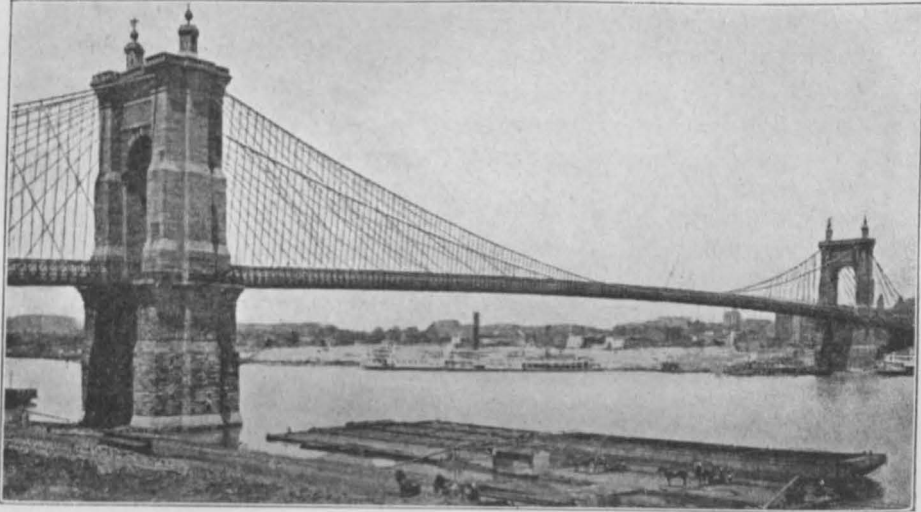


Fig. 599. Ohio-Brücke zwischen Cincinnati und Covington. 1867.

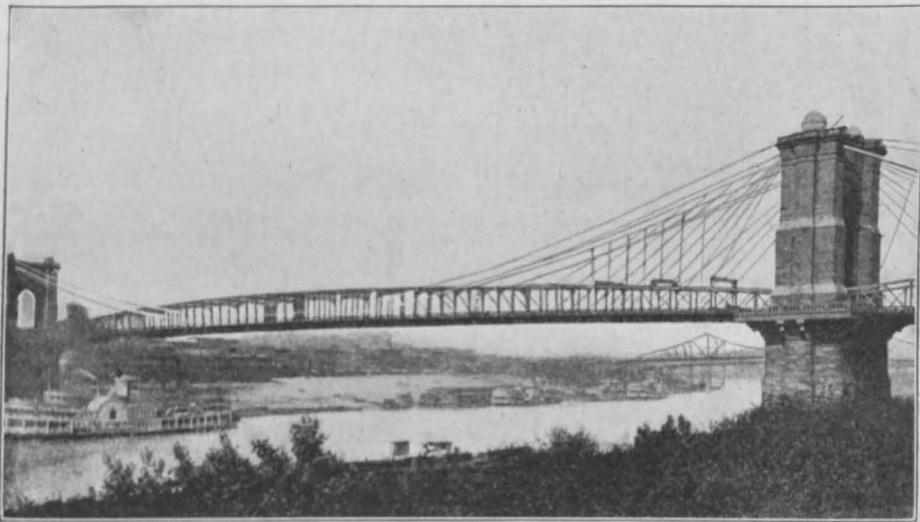


Fig. 600. Die Ohio-Brücke in Cincinnati nach ihrer Verstärkung. 1899.

in den an die Stützpfiler stoßenden Teilen an die Untergurte der Fußwegrandträger. Außerdem liefen von jeder Pfeilerkrone und auf jeder Brückenseite noch zwanzig Schrägseile aus. Die Baukosten der Brücke haben 7200000 Mark betragen oder bei 686 m Fahrbahnlänge etwa 954 Mark/m².

Die Ohiobrücke wurde in den Jahren 1895—1899 durch HILDENBRAND umgebaut. Dabei wurden zwei neue Kabel nach dem Luftspinnverfahren gelegt und die Brückenbahn von 9,75 m auf 16,5 m verbreitert. Außerdem wurden, wie die Fig. 600 zeigt, hohe gegliederte Bogensehnenträger als Versteifungsträger eingeschaltet. Seitdem gilt die Ohiobrücke als steifste aller Hängebrücken der Welt⁸⁸.

Die Alleghanybrücke in Pittsburgh (Fig. 601) besaß sieben Öffnungen von je etwa 50 m Weite und trug an vier Kabeln eine 12,2 m breite Fahrbahn. Die beiden innern Kabel von je 18 cm Stärke hielten die Straßenbahn, die durch zwei 1,2 m hohe Fachwerkträger versteift war. Die beiden Fußwege lagen je



Fig. 601. Die Alleghanybrücke in Pittsburgh. 1860.

zwischen einem innern und einem äußern 11 cm starken Kabel und wurden außerdem durch je einen 45 cm hohen Blechträger versteift. Die Brücke hat 1 200 000 Mark gekostet, das macht auf 1 m² des Bahngrundrisses etwa 313 Mark. Am 19. Juni 1881 wurde sie zum Teil zerstört²⁵⁸ und zwar merkwürdigerweise durch eine Feuersbrunst, die durch das Verbrennen der Nester von zahlreichen, in ihren Holzbauten nistenden Vögel entstand.

4. Die alte *Eastriverbrücke*, Fig. 497 und 602, hat eine Breite der Fahrbahn von 26,20 m. In der Mitte liegt die 4,75 m breite Straßenbahn, zu jeder Seite ein Straßenbahngleis (Fig. 603). Die Bahn steigt von den Ufern bis zur Brückenmitte um 5,5 m.

Die vier Kabel, von je 40 cm Durchmesser, hängen im Pfeile von 38 m und enthalten je 6308 Drähte von 4,3 mm und 5168 Drähte von je 4,7 mm Stärke,

²⁵⁸ Zeitschrift für Bauwesen. 1868. S. 499.

die in 19 Seilen gebündelt sind. Eine Kabel hat 2826 kg/m Gewicht, bei 3450 cm² Querschnitt. Der Draht ist aus *Flußstahl* gezogen, verzinkt und besitzt eine *Zugfestigkeit* von mindestens 11,25 t/cm², bei einer *Elastizitätsgrenze* von 5,21 t/cm². Die Fahrbahnträger sind auch aus Flußstahl hergestellt, dessen Zugfestigkeit mit 4,9 bis 5,2 t/cm², bei 2,8 t/cm² Elastizitätsgrenze angegeben wird.

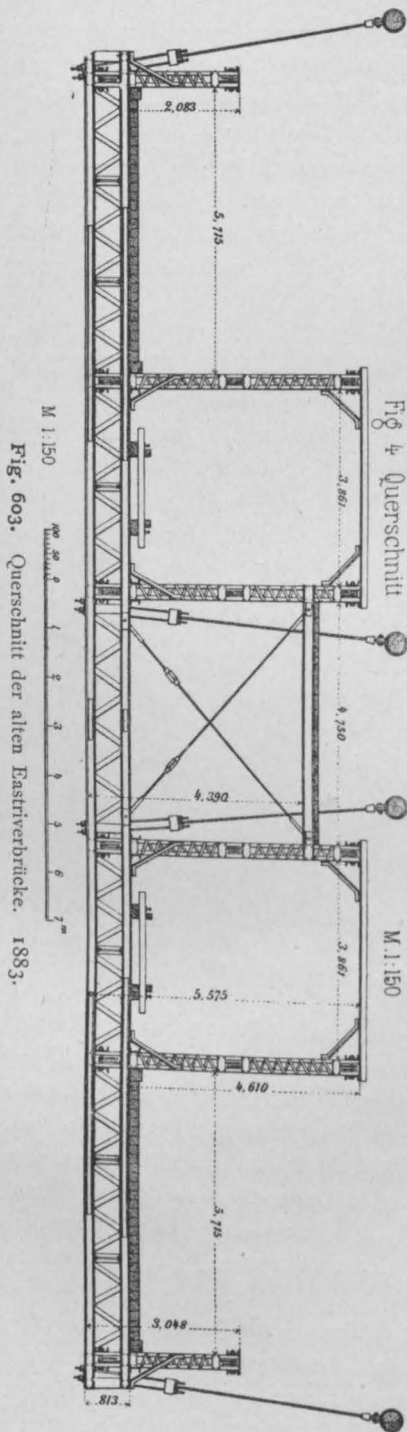
Das Grundmauerwerk der Kabelverankerungen hat folgende Abmessungen. Auf der Seite von Brooklyn: 36 m Länge, 40 m Breite und 1,20 m Höhe. Die Grundfläche liegt über dem höchsten Wasser; auf der Seite von New York: 42 m Länge, 38 m Breite und 1,2 bis 2,13 m Höhe. Grundfläche 7,5 m unter Wasser.



Fig. 602. Alte Eastriver-Kabelbrücke. New York. 1883.

Das Grundmauerwerk ist in Holzrosten eingeschlossen, die aus vier miteinander gehörig verbolzten Lagen bestehen. Die Räume zwischen den einzelnen Lagen sind der Reihe nach, von unten nach oben, ausgefüllt mit gestampftem Sand oder Beton, mit Zement, und in den beiden oberen Schichten mit Beton. In dem Ankermauerwerk ist eine gußeiserne sternförmige Ankertafel wagerecht verlegt, von welcher aus die Ankerketten im Halbkreisbogen aufsteigen, um sich beim Eintritt der Kabel in das Ufermauerwerk mit diesen zu vereinigen. Die Stützpfiler ragen 84 m über Niedrigwasser empor, wobei der eine noch 13,5 m, der andere 23,77 m Höhe unter Wasser hat.

Der Bau der großartigen Brücke dauerte 13 Jahren. Als JOHN RÖBLING 1869 (wie schon erwähnt wurde) starb, übernahm sein Sohn WASHINGTON RÖBLING die Leitung der Arbeiten. Dieser erkrankte aber 1871, weil er sich zu lange Zeit den Einwirkungen der hochgepreßten Luft in den bei den Gründungsarbeiten



benutzten Senkkästen ausgesetzt hatte. So konnte er die Arbeiten nur aus der Ferne leiten und wurde dabei von den Ingenieuren COLLINGWOOD, FARRINGTON, HILDENBRAND, MAC NULLY, MARTIN und PAINE unterstützt⁸⁸. Von 1870—1876 wurden die beiden Stützpfeiler vollendet. Das *Luftspinnen* der großen Kabel begann im Juni 1877 und wurde im Februar 1879 beendet. Am 24. Mai 1883 wurde die Brücke eingeweiht und am 24. September wurde sie für den Trambahnverkehr eröffnet. Ihre Kosten haben 18 800 000 Mark betragen oder etwa 393 Mark/m² des Fahrbahngrundrisses. Die Brücke wurde später als öffentliches Eigentum erklärt und die Unterhaltungskosten zu ein Drittel von New York und zu zwei Drittel von Brooklyn übernommen.

98. Rückwirkung der amerikanischen Neuerungen auf den Kabelbrückenbau Frankreichs.

1. Wie bereits erwähnt wurde (95), gab der verhängnisvolle Einsturz der Brücke von Angers der französischen Regierung den ersten Anstoß zu gründlichen allgemeinen Untersuchungen der dortigen Kabelbrücken, von denen die meisten von Privatgesellschaften, unter Gewähr des langfristigen Rechtes der Brückenzollerhebung, erbaut worden waren. Nach jenem Unglücksfalle wendete sich die öffentliche Meinung Frankreichs entschieden gegen das Überhandnehmen des Kabelbrückenbaues, der infolgedessen auch jahrelang ruhte. Der beschriebene unhaltbare Zustand vieler der in der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts erbauten großen Kabelbrücken, wie diese in der Tabelle 21 (94) aufgeführt worden sind, ließen deren Gesamtanordnung, sowie auch namentlich Einzelheiten ihrer Kabelverbindungen und -verankerungen in recht ungünstigem Lichte erscheinen. Auch die Stadt Paris hatte mit ihren Hängebrücken (80, 92) schlechte

Erfahrungen gemacht. Deren Unterhaltung war im Laufe zweier Jahrzehnte, von 1830 bis 1850, derart kostspielig geworden, daß die Stadtverwaltung schon 1848 — also kurz vor dem Einsturze der Brücke von Angers — sich entschloß, die neue Invalidenbrücke und die Louis Philipp-Brücke, sowie auch die Fußgängerstege der Grève (Arcolesteg), von Damiette und Constantine zurückzukaufen, was — nach HENNEBIQUE¹⁴² etwa 3,5 Millionen Mark gekostet hat. Der französische Staat folgte dem von der Stadt Paris gegebenen Beispiele erst 30 Jahre später, nachdem in der Zwischenzeit (von 1850—1880) noch über ein halbes Dutzend Kabelbrücken eingestürzt und die Berechtigungen mancher anderer solcher Brücken abgelaufen waren. Jedoch richtete der französische Minister der öffentlichen Arbeiten ein ernstes Augenmerk auf die von 1850 bis 1870 im nordamerikanischen Kabelbrückenbau (96—97) erzielten bedeutenden Fortschritte. Darüber wurde ihm 1870 durch MALEZIEUX²⁵⁹ ein ausführlicher Bericht erstattet und schon im Mai 1870 erging ein Erlaß an die Präfekten, worin Bedingungen für die Vergebung und den Bau der Kabelbrücken, sowohl für Straßen- als auch für Fußgängerverkehr gegeben wurden. Im Juli 1880 kam dann das Gesetz heraus, das den Rückkauf vieler Privatkabelbrücken zum Gegenstand hatte und im Dezember 1886 folgte endlich ein ministerielles Rundschreiben an die Obergeringenieure des Staates, das allgemeine Weisungen für die Erhaltung und Erneuerung der angekauften Brücken gab, unter Bezugnahme auf den erwähnten Erlaß vom Mai 1870 und einen Runderlaß vom Juli 1877, der Vorschriften über die Bauanordnungen der eisernen Balken- und Bogenbrücken enthielt.

2. Das Rundschreiben vom Jahre 1886 geht im besondern auf den im Erlaß von 1870 enthaltenen Absatz 5 ein, worin es u. a. heißt:

»Die Hängegurte einschließlich ihrer Verankerungen sollen derartig angeordnet werden, daß jeder Zeit alle Teile besichtigt werden können, ohne dabei irgend etwas zerstören zu müssen.« Diese Vorschrift (wird dazu gesagt) sei eine wichtige. Man habe z. B. beim Umbau der Brücken von *Caille* (Obersavoyen) und der *Scorff*brücke (Nr. 12 u. 13 der Tabelle 21) die Art ihrer Verankerungen danach abgeändert und dadurch die Zugänglichkeit, Unterhaltung und (wenn notwendig) den Ersatz dieser Bauteile unter den günstigsten Bedingungen ermöglicht. Das sei durch Herrichten der *Ersatzmöglichkeit* (amovibilité) bewirkt worden. Dies Verfahren beruhe darin, die Hauptglieder des Baues, die Hängegurte und ihre Verankerungen in eine größere Zahl von Kabeln aufzulösen, damit jedes Seil, wenn nötig, fortgenommen und *ersetzt* werden könne, ohne dabei den Verkehr auf der Brücke zu stören. Es erscheine zulässig die Kabel oder Seile in jeder Öffnung zu unterbrechen, um sie an Rolllagern der Stützpfeiler zu befestigen. Dies sei besser »als *durchgehende Kabel*, die von einem der Widerlager bis zum andern reichten oder gar *Kabel ohne Ende* zu verwenden« (Fig. 566 u. 570).

Das Rundschreiben enthielt ferner noch folgende Stellen: »Wenn man wie beim Neubau der Brücken von St. Ilpize und Lamothe (Fig. 607) und beim Um-

²⁵⁹ MALEZIEUX, Travaux publics des Etats-Unis d'Amerique en 1870. Rapport de mission. Publié par ordre de M. le ministre des travaux publics. Paris. 1873.

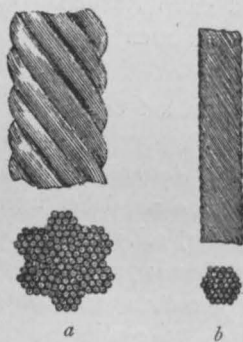
bau der Brücke bei Tonnay-Charente (Fig. 575) *versteifende Schrägseile* (*haubans de rigidité*) anwendet, die einen bestimmten Teil der Fahrbahn in der Nähe der Stützpfeiler zu tragen haben, um dadurch die lotrechten Hängeseile zu entlasten, so sollen diese Schrägseile derart berechnet werden, daß das unter der Verkehrslast elastisch sich am meisten dehnende Seil mindestens eine vierfache Sicherheit gewährt, während der Sicherheitsgrad wachsen soll, je näher ein Seil dem Stützpfeiler liegt. Das diesem am nächsten liegende Seil soll sechsfache Sicherheit bieten.« Diese Schrägseile hat man von Amerika übernommen, jedoch bei



Fig. 604. Câbles tordus alternatifs.
Rechts und links gewundene Spiralkabel.



Fig. 605. Câbles tordus simples.
Einfache Spiralkabel.



a Hängenkabel. b Schrägkabel.

Fig. 606. Kabel der Lamothebrücke.

ihrer Anordnung insofern eine Verbesserung gemacht, als man auf den von Schrägseilen getragenen Teilen der Fahrbahn die lotrechten Hängeseile fortgelassen hat (Fig. 607). Bei den Bauten RÖBLINGS gab es Fahrbahntheile, die sowohl von Schrägseilen als auch von den lotrechten Hängeseilen getragen wurden, deren Spannungen also nicht statisch bestimmt zu ermitteln waren. Die

französische Art der Fahrbahnaufhängung hat dem gegenüber den Vorteil der statisch bestimmten Lastverteilung über Schrägseile und Hängeseile.

In dem Rundschreiben wird besonders auch die Verwendung von *câbles tordus alternatifs* (Fig. 604) empfohlen. Das sind Kabel, die aus abwechselnd in verschiedenem Sinne gewundenen Drähten hergestellt sind, im Gegensatz zu den *câbles tordus simples*, die aus im gleichen Sinne gewundenen Drähten bestehen (Fig. 605). In der grundsatzmäßigen Anwendung dieser *Spiralkabel*, unter Herstellung der schon erwähnten *Ersatzmöglichkeit* (*amovibilité*) beruht der wesentliche Unterschied der neuern französischen Kabelbrücken-Bauart gegenüber dem amerikanischen von RÖBLING eingeführten Verfahren, bei welchem

möglichst wenig starke, aus geraden parallelen Drähten nach dem *Luftspinnverfahren* gebildete Kabel verlegt werden. Starke Kabel, wie sie RÖBLING verwendete, und wie sie auch heute noch in Amerika bevorzugt werden, können nicht als Spiralkabel in einer Werkstatt hergestellt und dann in fertigem Zustande auf die Baustelle verbracht und dort verlegt werden, weil sie als Paralleldraht-Kabel nicht so biegsam sind wie Spiralkabel. Spiralkabel dürfen aber auch *eine gewisse Stärke nicht überschreiten*, damit sie biegsam genug bleiben und ohne Schaden aufgerollt verschickt werden können. Daraus folgt, daß bei der neufranzösischen Bauart jeder Hängegurt aus mehreren — meist vier bis fünf — Spiralkabeln besteht, die in der Fabrik angefertigt werden.

Die Spiralkabel sind deshalb so sehr biegsam, weil ein Teil der Spirale eines und desselben Drahtes bei der Biegung des Kabels verkürzt wird, während ein anderer (ebenso großer Teil) sich verlängert, so daß eine Ausgleichung zwischen den aufeinander folgenden Verkürzungen und Verlängerungen eintreten kann. Die links und rechts gewundenen Spiralkabel (Fig. 604) sind biegsamer als die einfachen Spiralkabel (Fig. 605), weil bei jenen die Zahl der Reibung erzeugenden Berührungsstellen zwischen den Drahtlagen kleiner ist, als zwischen gleich gerichteten Drähten. Das Verdienst die *Spiralkabel* im französischen Kabelbrückenbau eingeführt zu haben, gebührt dem Ingenieur ARNODIN, dem Direktor und späteren Besitzer einer Kabelfabrik in Château neuf an der Loire (Loiret), der auch heute noch mit einer Gesellschaft für den Bau von Kabelbrücken in Ver-

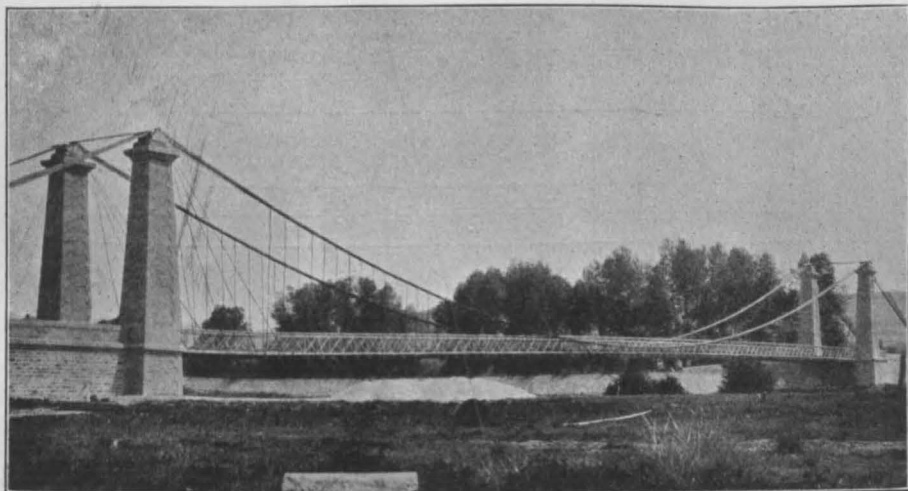


Fig. 607. Lamothebrücke über den Allier bei Brioude. 1884.

bindung steht. Die Idee der *Ersatzmöglichkeit* (amovibilité) rührt von VICAT her, der sie schon 1830 in seiner Schrift über die Brücke von Argentat entwickelt hat (91).

3. Die französischen Neuerungen, wie sie oben im allgemeinen erläutert wurden, sind zuerst beim Neubau der *Allierbrücke* bei *St. Ilpize* (1879) eingeführt worden²⁶⁰. Sie besitzt eine Mittelloffnung von 68 m und zwei Seitenöffnungen von je 15 m Weite. Jedoch kamen bei diesem Bau nur einfache Spiralkabel zur Verlegung. Auch war die Fahrbahn aus Holz gebildet und besaß noch nicht die durchweg eisernen starken Geländer, die bei den spätern Bauten Regel wurden. Die 1883 (mit einer Öffnung von 115 m Weite) gebaute *Allierbrücke bei Lamothe* (Fig. 607) zeigte gegenüber der *St. Ilpize-Brücke* einige Verbesserungen. Das war die Verwendung der aus verschieden gewundenen Drähten hergestellten Spiralkabel für die *Schrägseile*. Die Hängkabel waren aus einfachen Spiralseilen gebildet.

²⁶⁰ NICOU, Note sur les ponts suspendus de St. Ilpize et de Lamothe. Annales des ponts et chaussées. II. 1885. S. 660.

Die Lamothebrücke erhielt außerdem eiserne Fahrbahnträger und dazu ein sehr starkes durchweg eisernes Geländer. Die Fig. 606—608 veranschaulichen die *Kabel-*

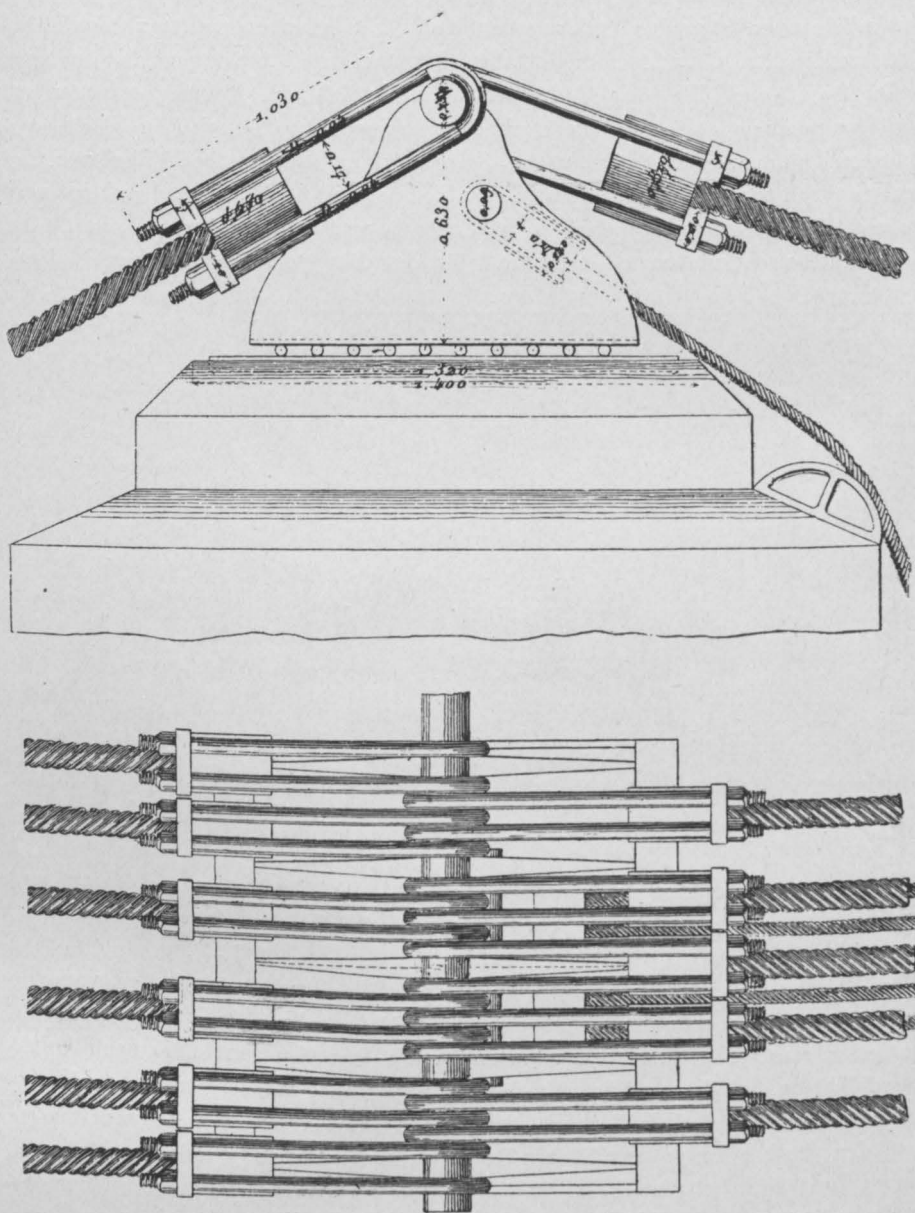


Fig. 608.

Angriff und Lagerung der Hänge- und Schrägkabel auf dem Stützpfiler der Lamothebrücke.

querschnitte und die *Lagerung*. Die fünf Hängkabel zu jeder Bahnseite — ebenso deren Rückhaltkabel — bestanden aus je sieben Seilen von je 19 gleichgedrehten

Drähten von 18 mm^2 Querschnitt (Fig. 606). Die geraden Schrägkabel hielten 37 in verschiedenem Sinne gewundene Drähte von je 14 mm^2 Querschnitt. Die zulässige Spannung aller Kabel war auf 16 atm festgesetzt.

Das Aufhängen der Fahrbahn an den fünf Hängekabeln geschieht durch die lotrechten Hängeseile, sowie es in der Fig. 609 dargestellt ist. Danach wird über jedes Kabel ein Halsband gelegt, dessen untere beiden Enden mit einem wagerechten Stege verschraubt sind. Das Hängeseil faßt am oberen Ende in einen mit zwei Haken versehenen Seilkopf und dieser ist durch Drahtschleifen mit dem Stege verbunden.

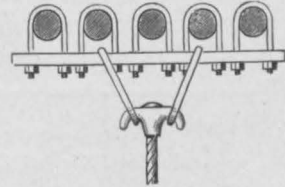


Fig. 609.
Aufhängung der Fahrbahn
an den Hängekabeln der
Lamothebrücke.

Das Rollenlager auf den Stützpfeilern wurde nach amerikanischen Vorbildern gestaltet. Jedes Hänge- und Rückhaltkabel endet in einem Seilkopf, der mit zwei aus Rundeisen hergestellten Schleifenenden versehen ist und alle Schleifen umfassen den obern 12 cm starken Lagerbolzen (Fig. 608). Die Rückhaltseile umschließen, wie es die Fig. 610 veranschaulicht, den innern Körper des Verankerungsmauerwerkes, so daß sie von ihrem Anschlusse im Rollenlager eines Stützpfeilers auf einer Bahnseite durch die Ankerkanäle bis zu ihrem Anschlusse auf der andern Bahnseite je ein Seil ohne Ende bilden. Im Widerlager sind Gänge und Treppen angelegt, um die Seile jederzeit besichtigen und (wenn nötig) ersetzen zu können. Damit die Besichtigung von allen Seiten erfolgen kann, liegen die Kabel etwas von den Mauerwänden entfernt, was durch Anordnung von vier gußeisernen Sätteln erreicht wird, über welche sie von einer auf die andere Seite des Mauerklotzes führen (Fig. 610). Damit die Kabel auf ihren Stützen nicht gleiten, sind sie in der Mitte des im Mauerwerk ausgesparten Rundganges auf den Sätteln festgelegt.

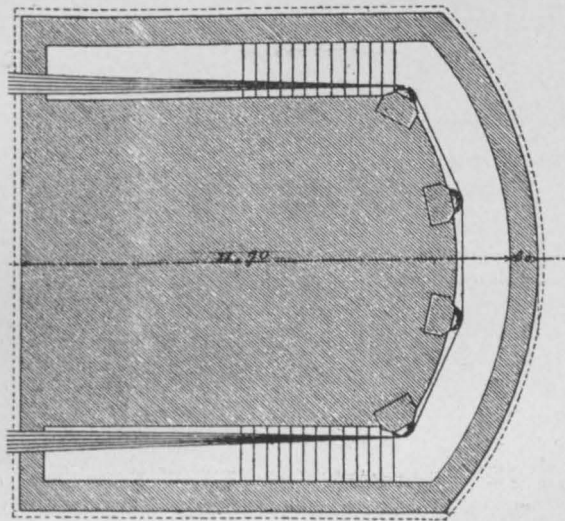


Fig. 610.
Verankerung der Rückhaltkabel der Lamothebrücke.

99. Kabelbrücken in der zweiten Hälfte des 19. und im Beginne des 20. Jahrhunderts.

1. Die bisher geschilderte geschichtliche Entwicklung der Kabelbrücken reicht bis zum letzten Jahrzehnt des 19. Jahrhunderts. Bis zum 5. Jahrzehnt lag de

Tabelle 22. Bemerkenswerte Drahtkabelbrücken in der
mit über 150 m

Nr.	Name und Lage der Brücke	Zeit des Baues	Hauptabmessungen				
			Öffnungen			Fahrbahn	
			Zahl	Weite m	Pfeil m	Länge m	Breite m
1	Niagarabrücke unterhalb der Fälle bei Queenstown	1850	1	317,0	22,90	—	6,10
2	Brücke über den Elkfluß in Charleston, West-Virginia	1851—1852	1	145,8	9,50	142,0	5,18
3	Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Niagara	1851—1855	1	250,0	16,40	390,0	unten 5,80 oben 7,30
4	Monongahelabrücke bei Morgantown, West-Virginia	1855	1	185,0	12,20	180,0	6,10
5	Erste Mississippibrücke bei Minneapolis in der Hennepin-Avenue	1855	1	189,0	—	—	—
6	Ohiobrücke zwischen Cincinnati und Covington	1856—1867	1	322,0	27,00	686,0	11,00
7	Cliftonbrücke über die Niagarafälle	1867—1869	1	386,5	27,70	395,0	3,00
8	Neue Mississippibrücke bei Minneapolis in der Hennepin-Avenue	1875—1877	1	205,0	17,70	—	—
9	Erste Eastriverbrücke zwischen New York und Brooklyn	1870—1883	1 2	487,7 283,7	49,00	1826,6	25,93
10	Garonnebrücke in Verdun	1886	1	152,0	15,30	154,0	5,60
11	Brücke de la Voulte über den großen Rhônearm (Ardèche)	1890—1891	1 2	180,0 45,0	19,80	278,0	5,00
12	East Liverpoolbrücke über den Ohio bei Pittsburgh	1895	1 1 1	214,9 128,0 109,5	—	453,0	6,10
13	Aramonbrücke über die Rhône (Gard)	1901	1 2	274,3 45,0	31,00	369,0	5,00
14	Williamsburgbrücke über den Eastriver, New York	1896—1903	1 2	487,7 181,8	54,25	850,0	34,75
15	Brücke le Bonhomme über den Blavet (Morbihan)	1904	1 2	160,0 35,5	18,00	237,0	4,65

zweiten Hälfte des 19. und im Beginn des 20. Jahrhunderts
Weite einer Öffnung.

Hängkabel		Drähte		Größte Spannung in den Kabeln t/cm ²	Gesamt- gewicht für 1 m ² Fahrbahn- grundriß t/m ²	Entwurf- verfasser Ausführendes Werk	Bemerkungen
Gesamt- zahl	Durch- messer cm	Zahl eines Kabels	Durch- messer mm				
12	—	250	—	—	—	SERREL	1. Zeitschrift für Bau- wesen. 1862. S. 373.
4	8,25	300	3,17	—	—	BUCHANAN & DEWEY	2. 1904 eingestürzt. Engng. News. 1895. I. S. 114.
4	25,0	931	3,40	2,00	—	RÖBLING	3. MORANDIÈRE. (Fig. 595.)
6	8,25	—	—	—	—	—	4. Engng. News. 1905. I. S. 244.
4	—	2000	3,40	—	—	—	5. Journal of the We- stern Society of Eng. 1903. Aug. S. 419.
2	31,0	2590	3,40	2,70	—	RÖBLING	6. MORANDIÈRE. (Fig. 599.)
2	18,0	931	3,90	3,70	0,250	KEEFER	7. Baukosten 480000 M. MORANDIÈRE. (Fig. 611.)
4	24,0	3648	—	—	—	GRIFFITH	8. Engng. News. 1878. S. 85. — Ann. des ponts. 1878. S. 605.
4	40,0	6289	4,30	3,30	—	RÖBLING	9. Fig. 602.
16	—	190	4,28	1,80	—	DAUSSARGES & ARNODIN	10. MORANDIÈRE. Um- gebaute alte Brücke.
14	5,6	127	4,28	2,00	0,270	ARNODIN	11. Neue Brücke.
2	20,0	1400	4,20	—	—	LAUB	12. Engng. News. I. 1897. S. 199. Fig. 615.
14	6,5	127	4,97	2,00	0,274	ARNODIN	13. Neue Brücke.
4	47,3	10397	4,20	3,54	0,932	BUCK	14. Fig. 616.
10	6,0	127	4,50	2,00	0,280	ARNODIN	15. Neue Brücke. Fig. 619.

gesamte Kabelbrückenbau der Welt zumeist in den Händen französischer Ingenieure. Darin trat allmählich ein Wandel ein. Der Einsturz der Brücke von Angers (95) und ähnlicher Brücken, sowie auch die geschilderten Mängel der ältern französischen Brücken — z. B. der Brücken von *Roche-Bernard*, *St. Christophe*, *Tonnay-Charente*, *Verdun* u. a. — beeinflussten die öffentliche Meinung Frankreichs stark zu Ungunsten der Kabelbrücken, was dort in den Jahrzehnten 1850—1870 einen förmlichen Stillstand der Neubauten zur Folge hatte. Inzwischen übernahm Nordamerika im Kabelbrückenbau die Führung, und seine Ingenieure, in erster Linie der Franzose ELLET und der Deutsche RÖBLING, schufen auf diesem Gebiete drei Jahrzehnte lang bewundernswürdige großartige Bauten (97), wie man sie in Europa bis dahin nicht gekannt hatte, und wie sie dort auch heute noch große Seltenheiten geblieben sind.

Die französischen Berichte über die amerikanischen Neuerungen übten eine heilsame Wirkung auf die Entschlüsse der französischen Regierung bei ihrer Neuordnung der Vorschriften für die Überwachung des Baues von Kabelbrücken. Es folgten 1870—1886 die (unter 98) erwähnten Erlasse des Ministers der öffentlichen Arbeiten, sowie auch die Rückkäufe und Umbauten vieler in den Händen von Privatgesellschaften befindlichen Brücken durch den Staat. So entwickelte sich unter der Leitung von französischen Staatsingenieuren und unter besonders tätiger Mitwirkung des Hauses ARNODIN in Châteauneuf-sur-Loire (Loiret) eine *neue französische Bauart* der Kabelbrücken, die jedoch in manchen Einzelheiten *amerikanischen Vorbildern* folgte und im wesentlichen bis heute unverändert beibehalten worden ist. Von England und Amerika wurden dabei übernommen: die geraden *Schräggabel* (haubans) zum Mittragen der Fahrbahn, die starken eisernen *Fahrbahnträger*, *Geländer* und *Windverbände* zum Versteifen der Bahn in lotrechter und wagerechter Richtung, sowie auch die *Spiralkabel*.

Die neufranzösische Bauart unterscheidet sich nur in einem Punkte wesentlich von der amerikanischen, insofern als bei dieser gewöhnlich nur zwei bis vier nach dem *Luftspinnverfahren* (97) hergestellte starke *Paralleldrahtkabel* verwendet werden, während in Frankreich — wie die vorstehende Tabelle 22 erkennen läßt — in der Regel mehr als sechs, häufig zehn, zuweilen sogar sechzehn und mehr Kabel gebraucht worden sind. Denn die französische Bauverwaltung empfiehlt die Herstellung einer *Ersetzbarkeit* (amovibilité) nicht allein für die Hängekabel, sondern auch für das gesamte Verankerungswerk (98). Eine solche Bauart erscheint für Kabelbrücken kleinerer Stützweiten (unter etwa 200 m) nach den bisherigen französischen guten Erfahrungen wohl auch empfehlenswert, weil die leichten französischen Spiralkabel bequem zu hantieren, zu verlegen und auszuwechseln sind. Für größere Weiten, wie sie die in der Tabelle 22 aufgeführten großen amerikanischen Kabelbrücken aufweisen, ist jedoch die amerikanische Bauart vorzuziehen. Hätte man z. B. an Stelle der vier Paralleldrahtkabel der 488 m weit gespannten Mittelöffnung der *Williamsburgbrücke* über den East-river in New York (Fig. 616) französische Spiralkabel von nur je 6,5 cm Durchmesser und rund 25 cm² Querschnitt verlegen wollen, wie solche bei der Brücke von *Aramon* (Nr. 13 der Tabelle 22) verwendet worden sind, so würde man

davon (bei einer zulässigen Spannung von 3 t/cm^2) nicht weniger als $\frac{5750 \cdot 3}{25 \cdot 2} =$

345 Stück haben nehmen müssen, denn die großen Kabel der Eastriverbrücke haben (bei etwa 3 t/cm^2 Spannung) je $47,3 \text{ cm}$ Durchmesser und dabei alle vier zusammen 5750 cm^2 Querschnitt. Bei der Herstellung von derartig weitgespannten Öffnungen — von über 400 m — versagt danach offenbar die französische Bauart.

2. Von den in der Tabelle 22 aufgeführten Kabelbrücken sind die unter den Nummern 3, 6 und 9 verzeichneten *amerikanischen* Bauten (unter 97) bereits besprochen oder erwähnt worden. Es bleiben zu besprechen die Nummern 1, 2, 4, 5, 7, 8 und 12.

Den Reigen der weitgespannten Kabelbrücken Nordamerikas in der zweiten Hälfte des vorigen Jahrhunderts eröffnete (1850) die vom Franzosen SERREL

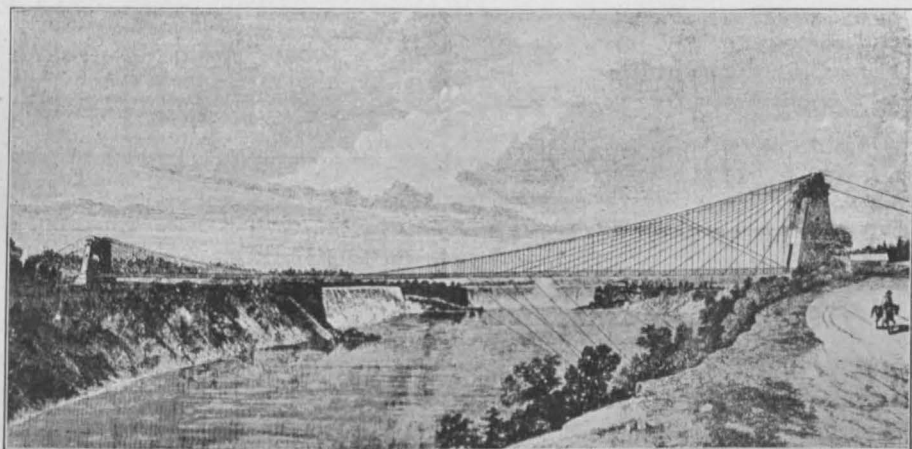


Fig. 611. Cliftonbrücke über die Niagarafälle. KEEFER. 1869.

gebaute *Niagara-Straßenbrücke* unterhalb der Fälle bei Queenstown. Ihre sechs auf jeder Bahnseite in gußeisernen Rollensätteln gelagerten Kabel wurden noch ganz nach altfranzösischer Art hergestellt und verankert. Für den Fall, daß die Brücke später auch für Eisenbahnbetrieb eingerichtet werden sollte, waren in den Rollensätteln bereits die Einschnitte für weitere drei Kabel auf jeder Bahnseite vorgesehen. Ein Jahr später (1851) begann der Bau der Brücke über den *Elkfluß bei Charleston in West-Virginia*. Nach HILDENBRAND wurde sie von dem Franzosen ELLET gebaut. Nach anderer Quelle ²⁶¹ waren aber die Amerikaner BUCHANAN und DEWEY die Erbauer. Die Brücke ist im Dezember 1904 eingestürzt, nicht etwa wegen ursprünglicher baulicher Mängel, sondern weil die Kabeldrähte im Laufe der Zeit ganz durchgerostet waren, ohne daß die für die Unterhaltung der Brücke verantwortlichen Beamten dies bemerkt hatten.

Über die 1855 gleichzeitig mit der weltberühmten ersten von RÖBLING erbauten Eisenbahn-Kabelbrücke (97) vollendete *Monongahelabrücke bei Morgantown*

²⁶¹ Engng. News. 1895. I. S. 244.

in *West-Virginia* fehlen nähere Nachrichten. Dagegen finden sich in der verzeichneten Quelle²⁶² einige Angaben über die *erste* bemerkenswerte feste eiserne Mississippibrücke. Das war die unter Nummer 5 aufgeführte erste *Brücke über*

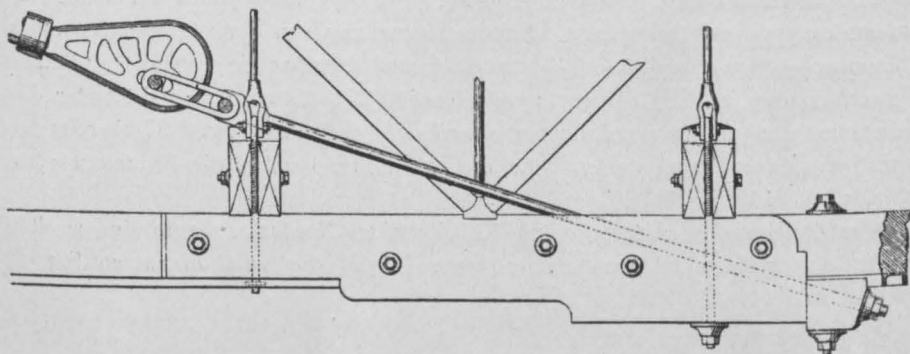


Fig. 612. Ansicht vom Untergurt eines Versteifungsträgers und seine Verbindung mit den oberen Schrägseilen.

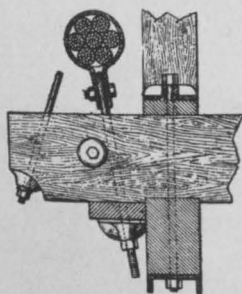


Fig. 613. Querschnitt durch ein Hängekabel und dessen Befestigung mit dem Untergurt eines Versteifungsträgers.

die *Hennepin-Avenue in Minneapolis*. Ihre Kabel wurden von hölzernen Türmen getragen und mit Hilfe von Kettensträngen verankert, die durch eine 3 m starke Kalksteinschicht führten, über welcher weiche Sandsteinschichten lagen. 20 Jahre lang hielt die Brücke dem stetig wachsenden Verkehre stand. Dann wurde sie (1876—1877) durch eine neue Kabelbrücke ersetzt (Nr. 8 der Tabelle 22), die auf jedem Ufer des Mississippi zwei 34 m hohe Steintürme besaß. Auch diese Brücke besteht heute nicht mehr. An ihrer Stelle wurde in neuerer Zeit eine flußstählerne Bogenbrücke gebaut.

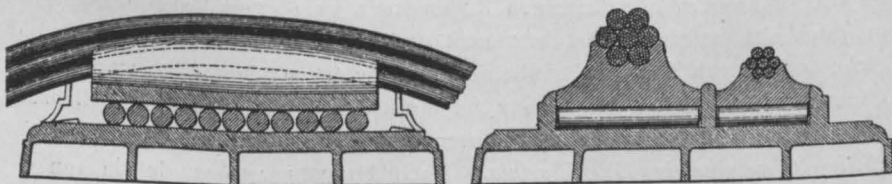


Fig. 614. Rollenlager der Stützpfiler zur Überführung der Hängekabel und der Schrägseile.

Fig. 612—614. Einzelheiten der Cliftonbrücke Fig. 611.

3. Die *Cliftonbrücke über die Niagarafälle* (Fig. 611) lag etwa 300 m stromabwärts und diente nur für den Fußgängerverkehr. Außer den beiden Hängekabeln (von je 18 cm Durchmesser) besaß sie 68 gerade Schrägseile, deren Stärke von

²⁶² MALTBY, The Mississippi River Bridges. Journal of the Western Society of Engineers. 1903. Vol. 8. Nr. 4. S. 419.

7,6 cm bis 12 cm wechselte. Von diesen Seilen lagen auf jeder Uferseite und jeder Bahnseite sechs, im ganzen also 24 Stück *unterhalb* der Bahn, um diese mit tiefer gelegenen Punkten der Felsufer zu verankern (Fig. 611). Von den 44 Stück *oberhalb* der Bahn angebrachten Schrägseilen liefen 40 Stück von den Stützpfilerkronen aus nach dem Untergurte des Versteifungsträgers, der den Fußsteig trägt (Fig. 612) und vier Stück führten von den Hängkabeln nach den Uferrändern. Zwei davon sieht man in der Fig. 611. Die obere Schrägseile endeten in Schleifen, die in einem gußeisernen Sattel festgelegt sind, dessen Fortsetzung ein Ketten-Kuppelglied bildet, das an eine Rundeisen-Zugstange schließt (Fig. 612). Das Ende des Schrägseiles ist dabei in dem Sattelkopf in der gleichen Art befestigt, wie es RÖBLING bei dem Verankerungswerk der Niagara-Eisenbahnbrücke ausführte (Fig. 587), oder wie es bereits im Jahre 1831 DUFOUR getan hat (Fig. 530, S. 447).

Die 1,5 m hohen Versteifungsträger zeigten die HOWE-Bauart (8) und die Hängestangen für ihre Befestigung an den Hängkabeln lagen in schräg geneigten Ebenen, so daß die Stützpunkte der Kabel auf den Pfeilern (der Quere nach) 12,8 m weit voneinander zu liegen kamen, während die Kabelmittel in der Brückenmitte nur 3,66 m Abstand hatten (Fig. 613 u. 614). Die

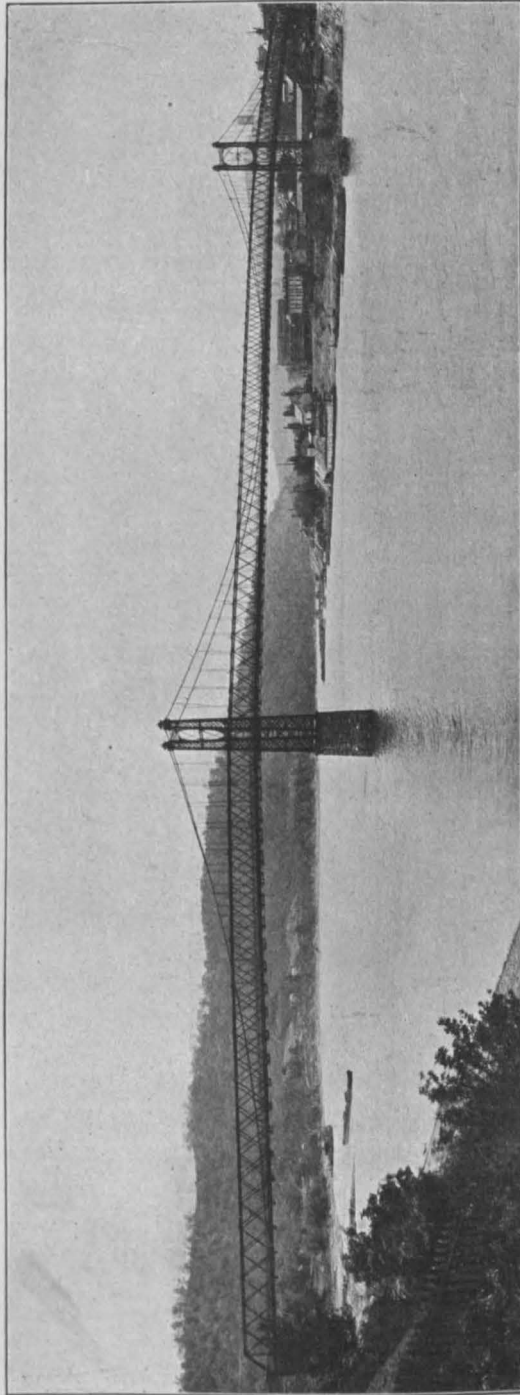


Fig. 615. Die East-Liverpoolbrücke über den Ohio unterhalb von Pittsburgh. HERMANN LAUB. 1895.

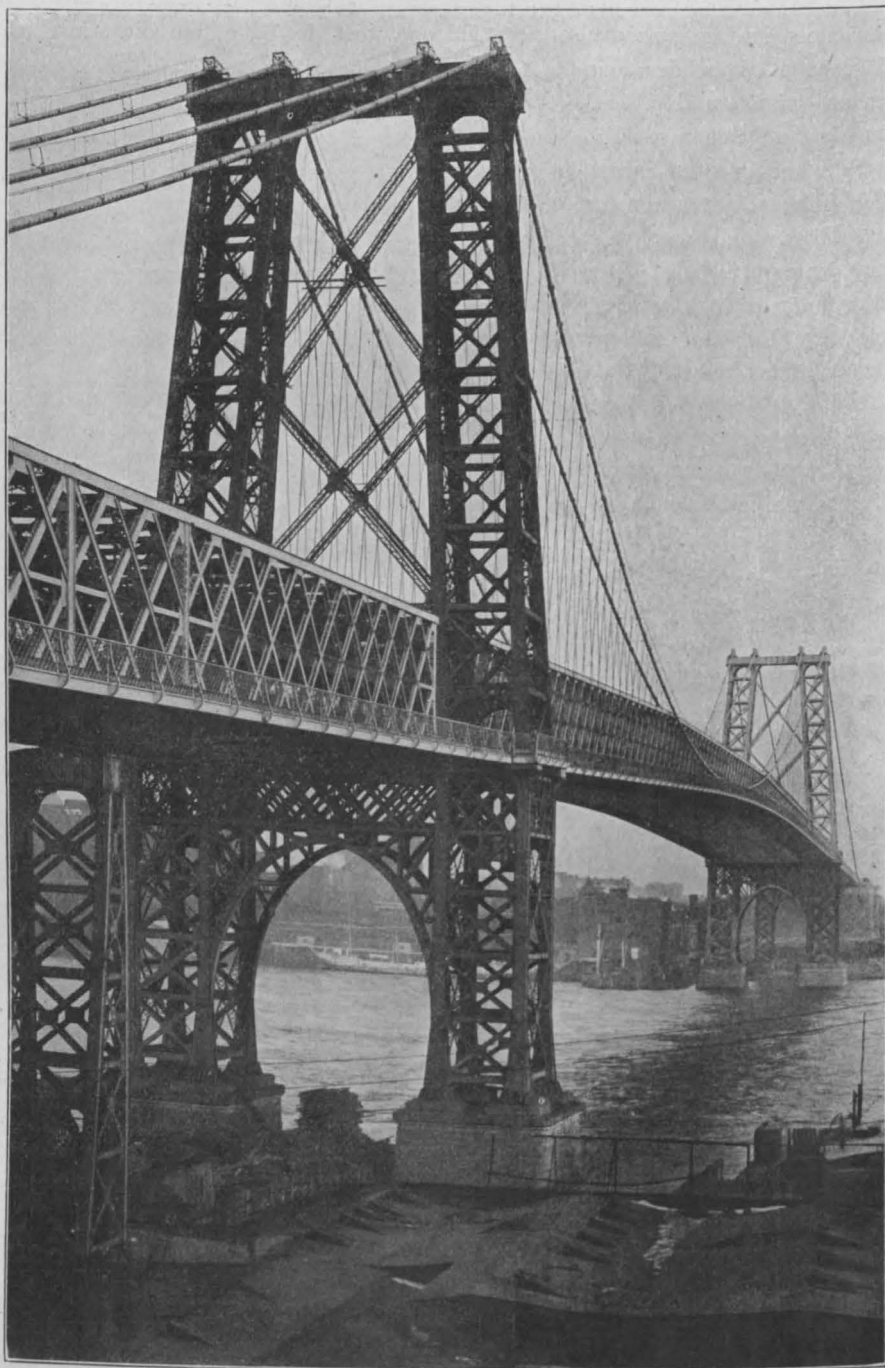


Fig. 616.

Williamsburgbrücke über den Eastriver in New York. 1903.

Drähte kamen aus Manchester. 19 Drähte von 3,8 mm Stärke bildeten ein Seil, sieben Seile gaben ein kleines Kabel und von solchen wurden sieben Stück zu einem Hängkabel zusammengesetzt. In den Seilen war der Mitteldraht aus *weichem*, alle übrigen aus *hartem* Metalle hergestellt. An Stelle der Cliftonbrücke trat 1898 die neue *Clifton-Bogenbrücke* (Fig. 175 u. 176, S. 173) die mit 258,1 m Stützweite die weitest gespannte Bogenbrücke der Welt ist.

Die *East Liverpoolbrücke über den Ohio* (Fig. 615) liegt etwa 8 km unterhalb von Pittsburgh und soll nach HILDENBRAND der *Rochesterbrücke* (Fig. 593) in Größe, Aussehen und Herstellungsart ähnlich sein. Wie LINDENTHAL mir mitteilte, wurden die Hängeträger für eine Verkehrslast (live load) von 2,25 t/m be-



Fig. 617. Brücke du Midi über die Saône in Lyon. 1888.

rechnet. Für die Fahrbahn kamen 9 m lange elektrische Wagen von 18 t Gewicht in Anrechnung, von denen heute oft sechs Stück gleichzeitig auf der Brücke fahren, wobei diese sich außerordentlich steif erweist.

Der *Bau der Williamsburgbrücke über den Eastriver in New York* (Fig. 177 bis 179, S. 174 und Fig. 616) wird mit allen Einzelheiten im II. Bande besprochen werden. Das Bild Fig. 615 gibt eine ihrer neuesten Aufnahmen wieder und läßt im besondern die Bauart eines der beiden Kabeltürme erkennen. Eine allgemeine Beschreibung dieses großartigen Bauwerkes findet man in der schon öfter angezogenen Schrift von HILDENBRAND⁸⁸.

4. Von den in der Tabelle 22 aufgeführten *Kabelbrücken französischer Bauart* stammt nur eine einzige aus älterer Zeit, die *Garonnebrücke in Verdun*. Die Brücke

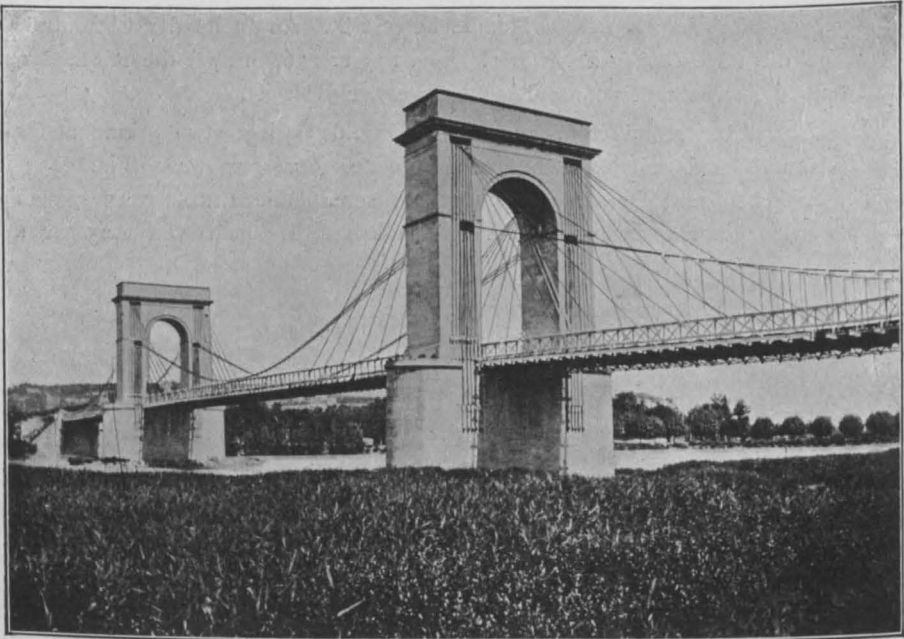


Fig. 618. Brücke über die Rhône in Avignon. 1888.



Fig. 619. Brücke le Bonhomme über den Blavet (Morbihan). 1904.

wurde bereits 1846 gebaut. Ihre Kabelverankerung war vollständig unzugänglich, auch scheinen damals schon Bedenken gegen die ausreichende Tragfähigkeit der Brücke vorgelegen zu haben, denn man traute sich nicht, die vorgeschriebene

Probebelastung von 200 kg/m^2 vorzunehmen. 1886 ließ man durch ARNODIN auswechselbare Kabel und Schrägeile anbringen, in gleicher Weise, wie es bei der *Lamothebrücke* (Fig. 607) geschehen ist. Bei der darauf erfolgten Probebelastung ergab sich in den äußersten Befestigungspunkten der Schrägeile mit der Fahrbahn eine Senkung von nur 5 cm, während diese vorher 35 cm groß gewesen war. In den übrigen Teilen der Fahrbahn verringerten sich die Senkungen auf etwa ein Viertel der früheren²⁶³.

Die übrigen französischen Kabelbrücken der Tabelle 22 stammen aus der Zeit von 1890 bis 1904. Sie zeigen alle die Bauart ARNODIN, von welcher (unter 98) bereits die Rede war. Die Bilder der Brücken über die *Saône* in *Lyon*, die *Rhône* in *Avignon* und über den *Blavet*, der in den Meerbusen *Morbihan* mündet (Fig. 617—619), veranschaulichen die Gesamtanordnung der Bauart. Bemerkenswerte Kabelbrücken der ARNODIN-Bauart kleinerer Weiten als 150 m enthält die folgende Tabelle 23.

MORANDIÈRE²⁶⁴ gibt eine übersichtliche Darstellung der geschichtlichen Entwicklung der *baulichen Einheiten* der französischen Kabelbrücken, jedoch nicht so ausführlich, wie das im vorigen (unter 87—95) bereits geschehen ist. Bemerkenswert erscheinen einige seiner Angaben über die *Kabelverankerungen* (*amarrages*).

Die ältesten Verankerungen, die vollständig im Mauerwerk und dabei unzugänglich eingeschlossen waren, erwähnt MORANDIÈRE nicht. Er spricht nur über die sogenannten *Kabel ohne Ende*, wie sie noch bei der *Lamothebrücke* (Fig. 610) verwendet worden sind, wie sie aber nach dem Rundschreiben vom Jahre 1886 (98) nicht mehr verwendet werden sollten. Diese Verankerungen waren überall zugänglich, sie leisteten jedoch keinen ausreichenden Widerstand gegen Gleiten auf der Rückwand des Mauerwerkes, außerdem boten sie nicht die Möglichkeit eines bequemen

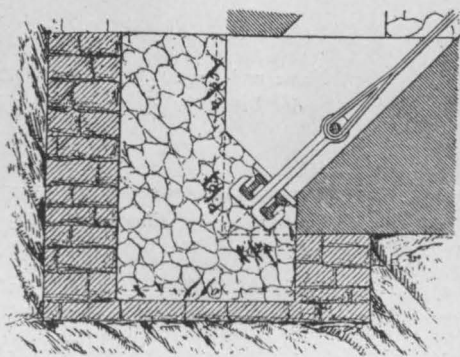


Fig. 620. Ältere zugängliche Kabelverankerung der Loirebrücke de Jouvé bei Tours.

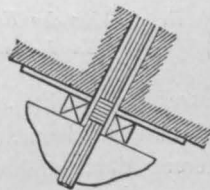
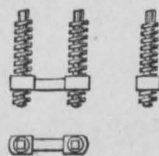


Fig. 621. Verankerung.



Schraubensatz.

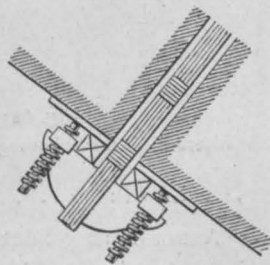


Fig. 622. Anwendung der Schrauben für das Entlasten der Keile.

Fig. 621—622. Ältere Verankerung an der Loirebrücke in Ancenis.

²⁶³ MORANDIÈRE, Anmerk. 243, S. 1554.

²⁶⁴ Anmerk. 243, S. 1564—1584.

Tabelle 23. Bemerkenswerte französische Drahtkabelbrücken
im letzten Viertel

1 Nr.	2 Name und Lage der Brücke	3 Zeit des Baues	4 Hauptabmessungen				
			Öffnungen			Fahrbahn	
			Zahl	Weite m	Pfeil m	Länge m	Breite m
1	<i>Lamothebrücke über den Allier bei Brioude (Loire), Fig. 607</i>	1883—1884	1	115,0	11,46	115,0	5,60
2	<i>Saônebrücke du Midi in Lyon (Rhône), Fig. 617</i>	1888	1 2	79,6 20,0	8,42	124,0	6,50
3	<i>Rhônebrücke in Avignon (Vaucluse), Fig. 618</i>	1888	1 2	85,8 65,4	7,81	226,7	6,50
4	<i>Brücke über den Estfluß auf der Insel Réunion</i>	1893	1	145,0	12,73	145,0	5,20

Ersatzes (amovibilité). Deshalb ging man im 9. Jahrzehnt des vorigen Jahrhunderts in Frankreich allgemein dazu über, für jede Hängeträgerwand eine besondere Verankerung durchzuführen. MORANDIÈRE nennt als gutes älteres Beispiel die Verankerung der Kabel des 34 m weit gespannten *Fußsteiges de Joué bei Tours* (Fig. 620) und der *Lambethbrücke* (Fig. 625). Bei diesen Verankerungen [fehlen

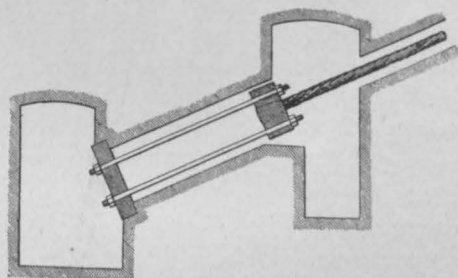


Fig. 623.

Ältere Kabelverankerung nach ARNODIN.

aber noch die Vorrichtungen zur beliebigen Regelung der Kabellängen und Pfeilhöhen, wie sie der Idee nach schon von VICAT (1834) vorgeschlagen worden sind (Fig. 536 bis 539, S. 449).

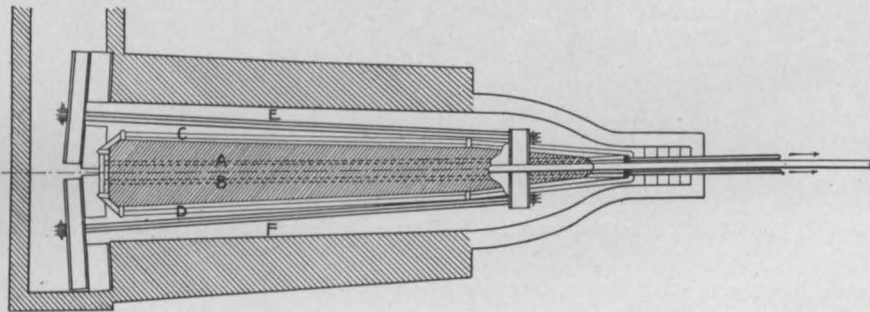
Bei der *Loirebrücke in Ancenis* hat man die in den Fig. 621—622 dargestellten Verankerungen angewendet, um mit Hilfe geeigneter Schraubensätze ein Beseitigen der Stützkeile und Regeln der Kabellänge zu ermöglichen. Fig. 623 veranschaulicht die Art der Verankerung, wie sie anfänglich ARNODIN ausgeführt hat. Dazu vergleiche man die Verankerung der *Eisenbahnbrücke über den Niagara* (Fig. 596). Einzelheiten der neuesten Anordnungen von Verankerungen bringt der II. Band.

Ein bemerkenswertes Beispiel für den Wandel der Ansichten über die zweckmäßigste Verankerungsart bietet der Umbau der schweizerischen *Kabelbrücke über das Saanetal zwischen Corbières und Echarlens* im Kanton Freiburg. Die Brücke besitzt nur eine Mittelöffnung von 121 m bei 8,7 m Pfeil und ihre Fahrbahn liegt

unter 150 m Weite einer Öffnung nach der Bauart Arnodin des 19. Jahrhunderts²⁶⁵.

5 Hängkabel		6 Drähte		7	8	9 Probelastung		10
Gesamtzahl	Durchmesser cm	Zahl in jedem Kabel	Durchmesser mm	Größte Spannung in den Kabeln t/cm ²	Gesamteigengewicht für 1 m ² des Fahrbahngrundrisses t/m ²	für 1 m ² der Fahrbahn t/m ²	Eigengewicht mit Probelast t/m ²	Bemerkungen
10	7,2	132	4,75	1,62	0,26	0,2	0,46	1. Neue Brücke. Drähte aus Schweißeisen.
6	6,6	127	5,65	1,80	0,26	0,2	0,46	2. Neue Brücke.
10	4,8	91	4,32	1,80	0,24	0,2	0,44	3. Umgebaute Brücke. In der 5. Spalte sind die Schrägseile mit aufgeführt.
10	6,1	127	4,68	1,80				
12	6,0	127	4,57	2,00	0,28	0,2	0,48	4. —

etwa 40 m hoch über der Talsohle²⁶⁶. Entwurf und Ausführung wurden dem bekannten Erbauer der großen Freiburger Brücken (93) anvertraut. Der Bau wurde 1837 vollendet. Unter einer Probelast von 100 kg/m² erhielten die Kabeldrähte eine Spannung von 3,2 t/cm². Wie die Fig. 624 im Grundriß zeigt, war die



A—B Älteste Kabel im Mauerwerk verschlossen. — C—D Neue »Kabel ohne Ende« vom Jahre 1853. — E—F Kettenverankerung der Kabel vom Jahre 1902.

Fig. 624. Verankerungen der Kabelbrücke von Corbières über das Saanetal. 1837—1902.

alte Verankerung ganz im Mauerwerk eingeschlossen. 1853 besorgte Ingenieur LAFORGE, der Mitarbeiter von CHALEY, ihren Ersatz durch *Kabel ohne Ende*, was 8200 Mark kostete. Um die starke Beanspruchung der Kabel von über 3,2 t/cm²

²⁶⁵ Die Brücken der Bauart ARNODIN mit einer Öffnung über 150 m vergleiche man in der Tabelle 22, Nr. 10, 11, 13 und 15.

²⁶⁶ GERMAUD, Ing. cant., Notice sur le pont suspendu de Corbières. Extrait des Nouvelles Etrennes fribourgeoises de 1904.

auf $1,8 \text{ t/cm}^2$ (für 200 kg/m^2 Verkehrslast) zurückzuführen, entschloß man sich, über den auf jeder Bahnseite liegenden beiden alten je ein neues Kabel zu legen. Jedes alte Kabel hielt 240, jedes neue 804 Drähte Nr. 18 (3,4 mm), so daß diese Kabel zweimal stärker als die alten waren. Die Umbauten wurden 1903 vollendet. Die Probelastung fand für eine Verkehrslast von 154 kg/m^2 statt.

5. Unter den europäischen *Kabelbrücken kleinerer Weite* ist die 1862 bis 1863 von BARLOW erbaute *Lambethbrücke* über die Themse in London hervorzuheben (Fig. 625). Sie ist die erste Hängebrücke, deren Hauptträger in ihrer Ebene durch sogenanntes *Hängefachwerk* (84) versteift worden sind. Fig. 626 veranschaulicht die Art des Hängefachwerkes, dessen Idee nach MORANDIÈRE vom Ingenieur LE NEVE-



Fig. 625. Lambethbrücke über die Themse in London. BARLOW. 1863.

FOSTER herrühren soll. Es ist *Gegenfachwerk* (St. II. 20a), bestehend aus steifen, gegliederten Ständern, die zwischen den Hängekabeln und den Obergurten der Fahrbahnträger *Felder* bilden, in denen je zwei sich kreuzende Flacheisenstreben eingezogen sind. Die etwas schwierige Verbindung der Wandglieder des Fachwerkes mit den Kabeln wurde im vorliegenden Falle in einer Weise gelöst, die für die nachfolgenden Brücken dieser Art vorbildlich geworden ist.

Die Fig. 627—629 erläutern Einzelheiten der in den Kabelgurten gebildeten *Knoten*. Um eine Verschiebung der Knotenpunkte auf den beiden Kabeln jeder Bahnseite sicher zu verhindern, ist zwischen den beiden lotrechten Knotenblechen jeder Bahnseite ein Gußkörper eingefügt, der aus zwei Lagerschalen besteht, von denen die beiden Kabel umfaßt werden. Die Schalen werden mit Hilfe von lotrecht durchgesteckten Schraubenbolzen fest auf die Kabelumfänge gepreßt, wo-

durch zwischen Schalen und Kabeln eine Reibung erzeugt werden kann, die groß genug ist, um ein Verschieben der Schalen zu verhindern. Der Anschluß der steifen Ständer erfolgt zwischen den Knotenplatten durch Nietung. Die Streben

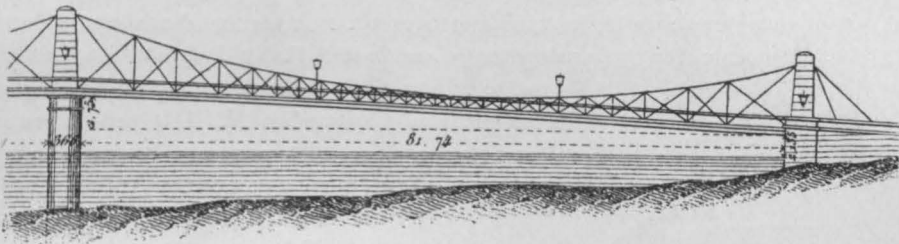


Fig. 626. Ansicht.

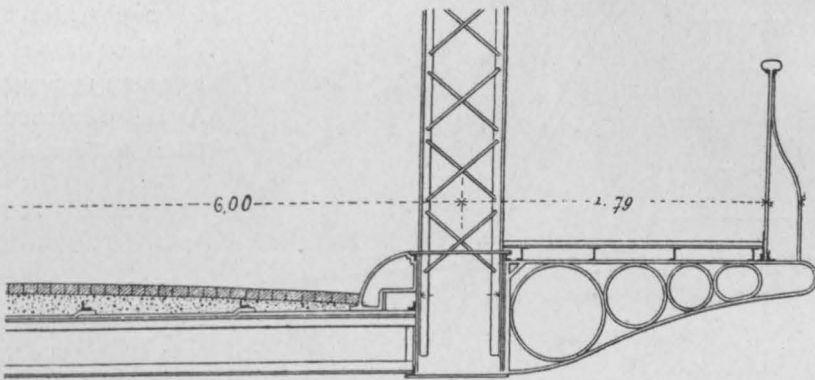


Fig. 627. Querschnitt.

Fig. 626—627. Ansicht und Querschnitt der Lambethbrücke (Fig. 625).

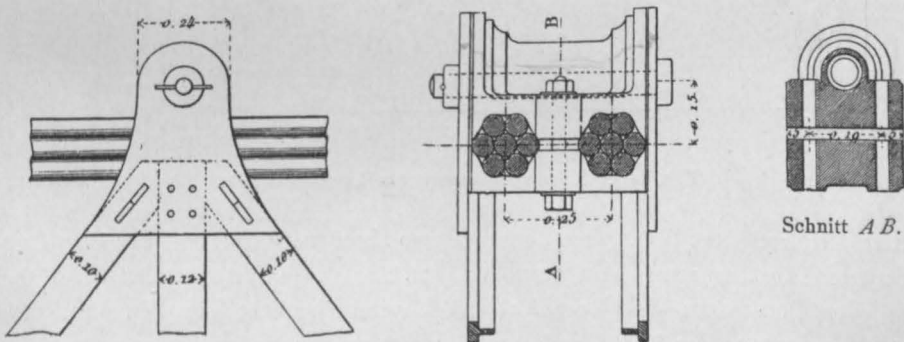


Fig. 628. Einzelheiten der Hängkabel der Lambethbrücke, sowie Herstellung der Kabelknoten.

haben mit Keilvorrichtungen ausgestattete Anschlüsse erhalten, um sie für die Wirkung des Gegenfachwerkes gehörig in Spannung erhalten zu können. Derartige Spannvorrichtungen in einer Trägerwand, sowie Gegenfachwerke überhaupt, werden heute ziemlich allgemein für unzweckmäßig gehalten und deshalb in der

Regel nicht mehr angewendet. Die Gründe hierfür (St. II. 20a) werden (unter 105) dargelegt werden.

Die Lambethbrücke überspannt die Themse zwischen der Westminster- und Vauxhallbrücke (64 und 70) in drei Öffnungen von je etwa 82 m Weite. Ihre Kabel sind aus je sieben Seilen zusammengesetzt, von denen die sechs äußern das innere siebente Seil *schraubenförmig umwinden*. Jedes Seil hält 49 Drähte

von je 7,6 mm Stärke. Ihre größte Spannung wird mit 1,26 t angegeben²⁶⁷. Das ganz eiserne *Fahrbahngerippe* besteht aus den beiden 6,6 m voneinander entfernten Längsträgern mit kasten-

artigem Querschnitte (Fig. 627) und I-förmigen Blechquerträgern. Die Fahrbahntafel ist aus ebenem, durch Winkeleisen versteiftem Blech

gebildet, auf welchem eine etwa 13 mm starke Asphalt-schicht und darüber in Zement ver-

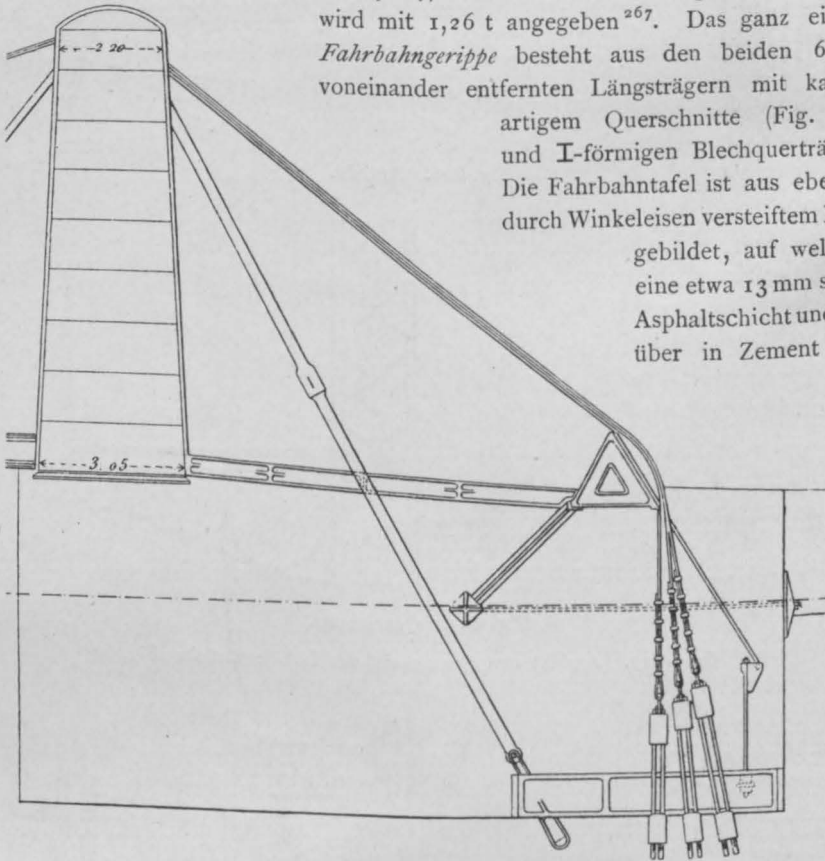


Fig. 629. Kabelverankerung der Lambethbrücke.

setztes Holzpflaster liegt. Die etwa 2,5 m breiten Fußwege liegen auf gegliederten Auskragungen der Querträger (Fig. 627). Die Verankerung der Kabel und der Endstreben des Gegenfachwerkes veranschaulicht die Fig. 629. Die einzelnen Stränge der Kabel und der Kettenstrang der Endstrebe jeder Bahnseite greifen an einen gußeisernen Ankerbalken an, der mit Mauerwerk belastet ist. Man sieht, wie bei der Lambethbrücke (früher schon als bei den französischen Brücken) für die Möglichkeit der Längenregelung aller Ankerstränge durch Einlegen von Keilen und Schraubensätzen gesorgt ist.

²⁶⁷ LANGE, Die Lambethbrücke in London. Zeitschr. d. Ver. Deutscher Ing. 1863. S. 210.



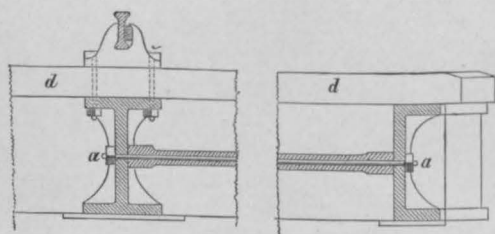
Fig. 630. Brücke der Warusu über den Pangani, Deutsch-Ostafrika.

§ 10. Balken- und Bogenbrücken bis zur Einführung der Flußmetall-Baustoffe.

100. Die europäischen Balkenbrücken in der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts.

1. In der Einleitung (4—8) wurde die Entwicklung des Brückenbaues von der vorgeschichtlichen Zeit bis zum Ende des 18. Jahrhunderts dargestellt. Im besondern wurde auch darauf hingewiesen, wie schon einzelne mittelalterliche Holzbrücken (8) in der Art ihrer Trägergliederung den heute im Eisenbrückenbau gebräuchlichen Formen gleich waren. So zeigten zwei aus dem 16. Jahrhundert stammende Holzfachwerke (Fig. 70 u. 71, S. 46), ein deutsches und das der Cis-monebrücke von PALLADIO, schon das *reine einteilige Ständerfachwerk* (St. II. 16), wie es für die Eisenbrücken der Neuzeit (§ 11) verwendet wird. Ehe aber derartig sachgemäß gegliederte Träger auch in Eisen hergestellt werden konnten, mußten erst die in § 2 geschilderten Wandelungen im Eisenhüttenwesen Europas sich vollziehen (10 u. 11). Außerdem mußte die damit im Zusammenhange stehende Einführung und Ausbildung der Hängebrücken und gußeisernen Bogenbrücken erst zu der Erkenntnis führen, daß *schweißeisernerne gegliederte Balkenbrücken* das beste Mittel seien, um den sich ausbreitenden *Eisenbahnen* für die Bewältigung ihres wachsenden Güter- und Personenverkehrs auch über schwierig zu überbrückende natürliche Hindernisse hinweg einen sichern Weg zu bahnen.

Hängebrücken und gußeiserne Bogenbrücken standen damals im Vordergrund des Straßenbrückenbaues und beherrschten dies Gebiet bis etwa zur Mitte des 19. Jahrhunderts. Weiten über etwa 60 bis 70 m wurden in dieser Zeitspanne immer durch Hängebrücken übersetzt, für kleinere Weiten bevorzugte man gußeiserne Bogenbrücken. Die ersten eisernen *Balkenbrücken* waren untergeordneter Art, sie gewannen erst mit Einführung der Eisenbahnen an Bedeutung. Denn mit der anfänglichen Verwendung von Hängebrücken im Eisenbahnbetriebe hatte



d Querschwellen. — *a* Zugstangen der Querverbindungen.

Fig. 631. Englische und französische Bahnen.

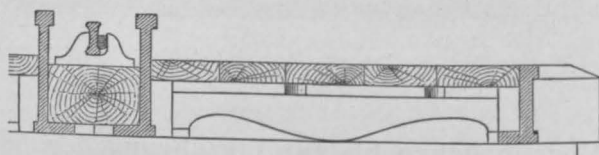


Fig. 632. Englische und französische Bahnen.

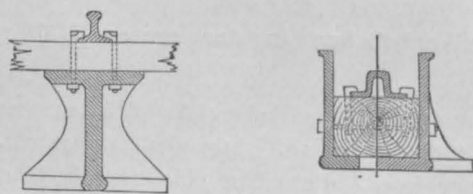


Fig. 633. Badische Eisenbahnen (1840—1845).

Fig. 631—633. Gußeiserne Parallelträger bei den ältesten Eisenbahnen.

man schlechte Erfahrungen gemacht (49, S. 218) und an Stelle der gußeisernen Eisenbahn-Bogenbrücken (Tabelle 13, S. 340), die man noch im 5. bis 7. Jahrzehnt des vorigen Jahrhunderts in größerer Zahl gebaut hat, wären wohl damals schon *schweißeiserne Balkenbrücken* besser am Platze gewesen.

2. Die ersten eisernen *Balkenbrücken* waren aus *Gußeisen* hergestellt. Es folgten dann *Verbindungen von Gußeisen- mit Schweißeisenteilen*, bis schließlich die *vollständig schweißeisernen Brücken* bevorzugt wurden. Erst vom 5. Jahrzehnt ab verlor das Gußeisen im Eisenbrückenbau stark an Bedeutung, als sich

die Fälle mehrten, wo es sich darum handelte, die großen Ströme oder Meeresarme durch Eisenbahnen zu überschreiten. Denn dabei mußte das Gußeisen seiner unzureichenden Biegezugfestigkeit und seines unsichern Verhaltens unter den Stößen der Verkehrslasten wegen versagen (S. 217—219).

Die *gußeisernen Vollwandträger* der ersten Balkenbrücken erhielten T-, U-, C- und I-förmige Querschnitte und wurden anfänglich mit parallelen Gurten gegossen²⁶⁸ (Fig. 631—633). In England ging man hierbei voran. Von den 63 Brücken der Liverpool-Manchester-Eisenbahn (1825—1830) waren die meisten

²⁶⁸ HEINZERLING, Die Brücken in Eisen. Leipzig. 1870. S. III.

von Gußeisen. Dagegen baute man auf den ältesten deutschen und österreichischen Bahnen bis zum 5. Jahrzehnte fast ausschließlich hölzerne und steinerne Brücken. Die ersten gußeisernen Brücken in Deutschland wurden auf den badischen Eisenbahnen verlegt (1840). In England verwendete man gußeiserne Barren *ohne Stoßverbindung* bis zu etwa 7,5 m Länge. Längere Gußeisenbalken, bis etwa 20 m, setzte man aus mehreren Stücken zusammen in der Art, wie es bei der Herstellung gußeiserner Bogenbrücken schon früher geschehen war (62—65).

Um die Stützweite einfacher Gußeisenbarren zu vergrößern, verwendete man zuerst Vollwandbalken mit einem gekrümmten Gurte und später auch vollwandige Bogenträger. Bei diesen beachtete man aber zuweilen nicht, daß ein bogenförmig gestalteter Träger an und für sich noch nicht als *Bogenträger* wirkt, sondern erst dann, wenn er durch seine Stützung eine *Bogenkraft* erfährt (St. II. 1a). Bei schrägen Stützflächen geschieht dies ohne weiteres, bei wage-

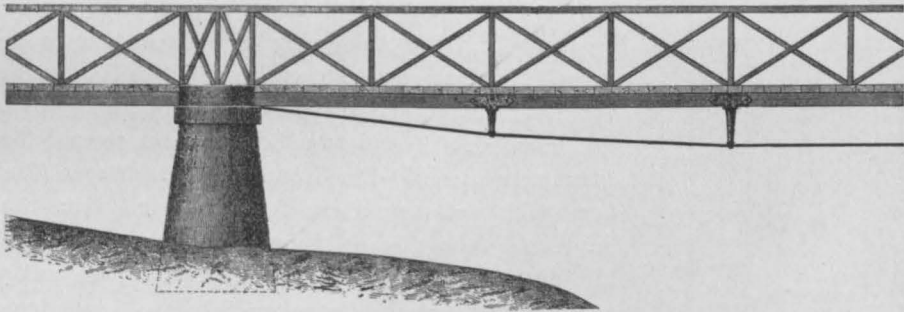


Fig. 634. Fußgängersteg über den Whitadder bei der Abtei St. Bathaus. 1840.

rechter Lagerung kann sie nur durch eine Einspannung erzwungen werden. Wie wenig dieser Umstand anfänglich allgemein bekannt war, lehrt die Behauptung eines Ausschußmitgliedes bei Gelegenheit der Beurteilung des Entwurfes von TELFORD für die Themse-Bogenbrücke, wonach ein eiserner Bogen so steif sei, daß er auf seine Widerlagsstützen nur *lotrechte* Drücke ausübe (S. 350). Auch die schlechte Bewährung der Bogenträger der *Alsenbrücke* über die Spree in Berlin scheint eine Folge ihrer mangelhaften Einspannung gewesen zu sein (S. 338).

Um das Gußeisen trotz seiner geringen Zugfestigkeit für Brücken größerer Weiten verwenden zu können, hat man es einige Jahrzehnte lang mit *schweißeisernen Häng- oder Sprengwerken* verbunden, in dem Bestreben eine Arbeitsteilung zwischen den beiden verschiedenen Baustoffen herbeizuführen, derart, daß in dem zusammengesetzten Tragwerk das Gußeisen möglichst nur auf Druck, das Schweißeisen nur auf Zug beansprucht werden konnte. *Hängwerke* zur Versteifung von Balken aus Holz oder Gußeisen sind bereits für Fahrbahnen von Bogen- und Hängebrücken öfter benutzt worden. Fig. 634 veranschaulicht ein altes Hängewerk für einen Fußgängersteg in England. *Sprengwerke, die unter*

der Bahn lagen, sind in Deutschland — soweit bekannt — zuerst (1846—1848) für die kleine *Havelbrücke bei Potsdam* und die *Ehlebrücke bei Magdeburg in der*

Berlin-Potsdam-Magdeburger Eisenbahn gebaut worden (Fig. 635). Vielfach hat man in jener Zeit auch *über der Bahn* liegende Sprengwerke in Trapez- oder Bogen-gestalt angewendet. Aber alle diese unzumutbaren, zusammengesetzten Tragwerke hatten keine lange Dauer. Von den aus Gußeisen und Schweißeisen zusammengesetzten Brückenträgern *mit gegliederter Wand* wird weiterhin (102) die Rede sein.

3. Im 5. Jahrzehnt des vorigen Jahrhunderts begannen die ersten Versuche, die Balkentragwerke vorwiegend aus *Schweißeisen* herzustellen. So lange es sich dabei um kleinere Weiten handelte, benutzte man anfänglich dazu gewalzte *Eisenbahnschienen*, deren Darstellung bekanntlich der Herstellung der übrigen Walzprofile (15) vorausgegangen ist. Die Anordnung der ersten kleinern aus einer Verbindung von Schienen hergestellten Hauptträger von Eisenbahnbrücken veranschaulicht die Fig. 636. In der Anordnung *A* sind zwei Schienen mit ihren Füßen zusammengienietet. Der Spurkranz der Wagen läuft unmittelbar auf dem obern Schienenkopfe. Eine baulich schon etwas mehr ausgebildete Anordnung gibt Fig. 636 *B* wieder: Die Hauptträger bestehen aus je zwei nebeneinander gekuppelten Schienen, auf denen die Holzquerschwellen befestigt sind, die das Gleis zu tragen haben. Die Fig. 637 bezieht sich auf ähnliche Anordnungen, bei denen zwischen den beiden Schienenfüßen noch Querverbandstücke eingienietet sind.

Fig. 638 stellt Ansicht und Querschnitt von Schienenträgern dar, die durch Kopf auf Kopf stellen der Schienen in *I-Form* gekuppelt sind. Die Verbindung und Stoßdeckung der Schienenlängen erfolgt dabei durch aufgienietete, gebogene Laschenbleche. Die Unterstützung dieser Schienenträger kann, wie die Fig. 638 erläutert, durch Pfeilerstützen bewirkt werden, die man auch aus Schienen herstellt.

Bei größern Stützweiten genügten die beschriebenen einfachen Schienenverbindungen nicht mehr. Man ging deshalb dazu über, gegliederte Hauptträger herzustellen, indem man eine Schiene als Obergurt und eine zweite als Untergurt verwendete, sowie auch die zwischen beiden verbleibende Wandöffnung entsprechend ausfüllte. So entstanden die sogenannten *Fischbauchträger*

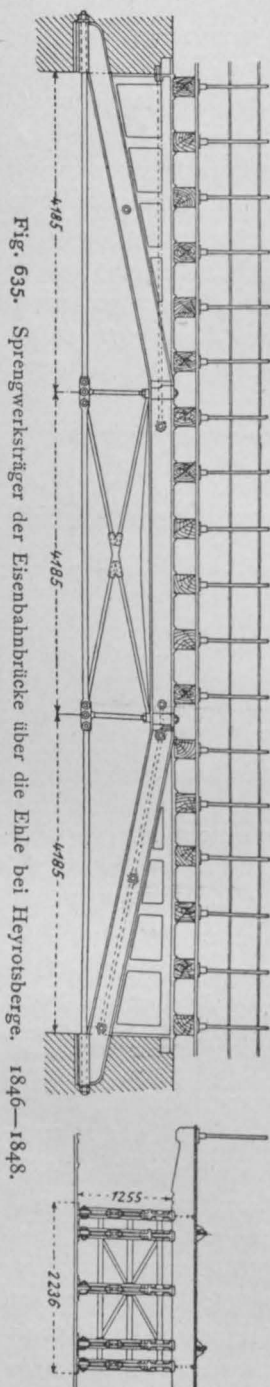


Fig. 635. Sprengwerksträger der Eisenbahnbrücke über die Ehle bei Heyroßberge. 1846—1848.

(Fig. 639 u. 640), bei welchen die untere Schiene gekrümmt und (anfänglich) mit Gußeisenklötzen gegen die gerade obere Schiene gespreizt war. Später hat man an Stelle der gußeisernen Wandfüllung schmiedeiserne Stützen eingeni-
genietet.

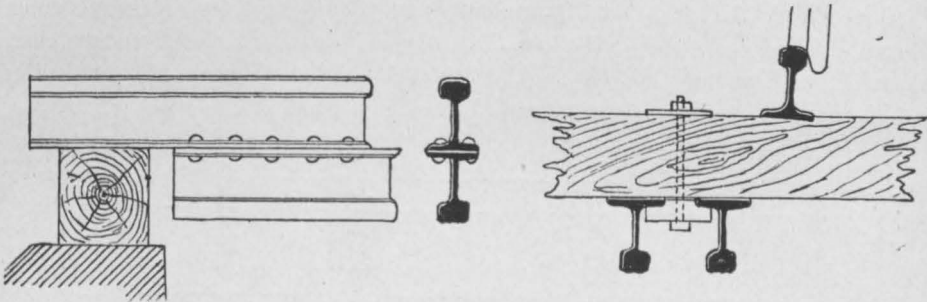


Fig. 636. Einfachste Schienenträger.

Die Fig. 641—644 zeigen zwei aus Eisenbahnschienen hergestellte Bogen-
träger, deren Zwickel mit je einem durchbrochenen, gußeisernen Rahmen ausgefüllt sind. Die Anordnungen las-
sen erkennen, wie man sich in jener Zeit, wo sowohl die Theorie der Brücken, als auch das Walzen geeigneter Profile (14
u. 15), noch in den Anfängen lag, prak-
tisch wohl zu helfen wußte.

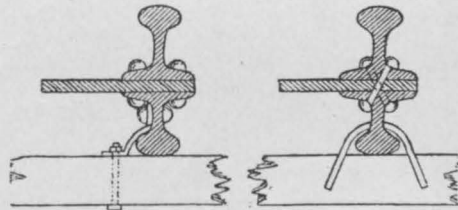


Fig. 637. Schienenträger mit eingemietetem Querverbände.

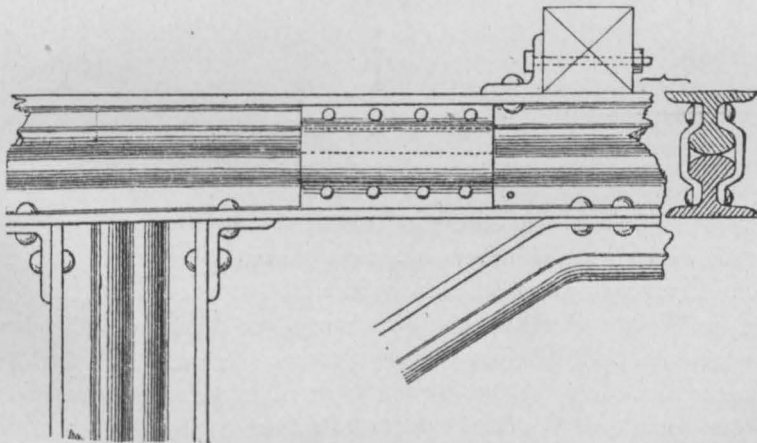


Fig. 638. Schienenträger, vom Schienenpfeiler unterstützt.

4. Von den *vollwandigen, ganz aus Schweißeisen hergestellten Brückenträgern* — *Blechträger* genannt — war im I. Abschnitt an verschiedenen Stellen bereits die Rede (Fig. 12—14, 18, 95, 186, 187, 189—196), so daß ihre Bauart im

allgemeinen als bekannt vorausgesetzt werden darf. Ehe aber diese Blechträger allgemeiner eingeführt wurden, baute man in England für größere Stützweiten die sogenannten *Kastenträger*, die *gußeiserne* Obergurte besaßen, während ihre Wände und Zuggurte ganz aus Schweißeisen gebildet wurden. Wohl das älteste Beispiel dieser Art zeigt der Querschnitt der 1846 von STEPHENSON gebauten *Wegeüberführung der North-Western-Eisenbahn* auf dem Bahnhofe Camden (einer Vorstadt von London) (Fig. 645). Die Stützweite dieser Brücke war 18 m. Der gußeiserne Obergurt der Hauptträger bildete ein liegendes I, der Untergurt war

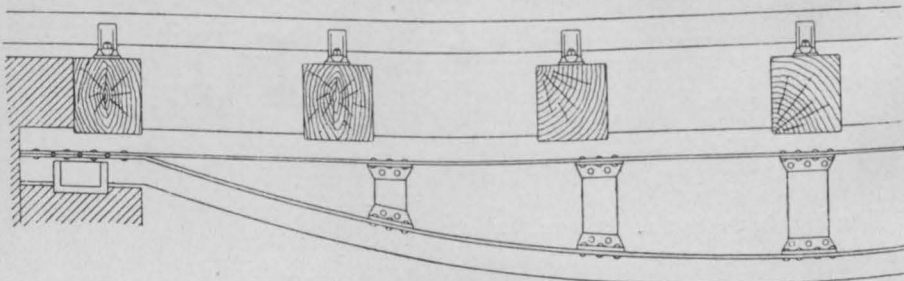


Fig. 639. Ansicht.

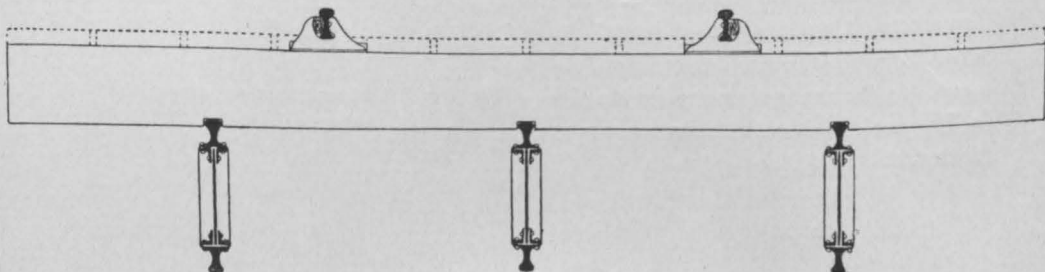


Fig. 640. Querschnitt.

Fig. 639—640. Schienenträger der Magdeburg-Halberstädter Eisenbahn. 1847.

aus zwei 60 cm breiten und etwa 1 cm starken Blechplatten gebildet. Die Wand bestand aus zwei etwa 3 m hohen und 1 cm starken Blechen, die auf je 1,35 m Länge durch 30 cm starke Deckklaschen (35 u. 36) gestoßen waren.

CULMANN²⁶⁹ gibt eine statische Berechnung der Brücke von Camden, wobei er nachweist, wie übermäßig stark der gußeiserne Obergurt und die Blechwände angeordnet waren, während die Spannung des Untergurt-Querschnittes sich der Grenze des nach europäischen Begriffen Erlaubten näherte. CULMANN erwähnt auch, daß viele englischen Maschinenbauer nicht mit der Verwendung von gußeisernen Obergurt-Querschnitten einverstanden waren: Gußeisen sei zwar das Beste für die Stützung großer, beständiger, immer ruhender Lasten, *Kesselblech*

²⁶⁹ CULMANN, Der Bau der eisernen Brücken in England und Amerika. Allg. Bauzeitung. 1852. S. 166—169.

wäre jedoch vorzuziehen, weil es wohlfeiler als Gußeisen sei, dessen Abmessungen viel stärker gegriffen werden müßten, als es die aufzuhebenden Kräfte erheischen. Solche Ansichten verbreiteten sich mit Recht immer mehr und führten schließlich in England zum Bau von *Kastenträgern*, die ganz aus Schweißeisen gebildet waren. Besondern Anlaß zur Einführung dieser englischen Trägerart gab der Bau der *Britanniabücke* über die Menastraße in der Eisenbahn von Chester nach

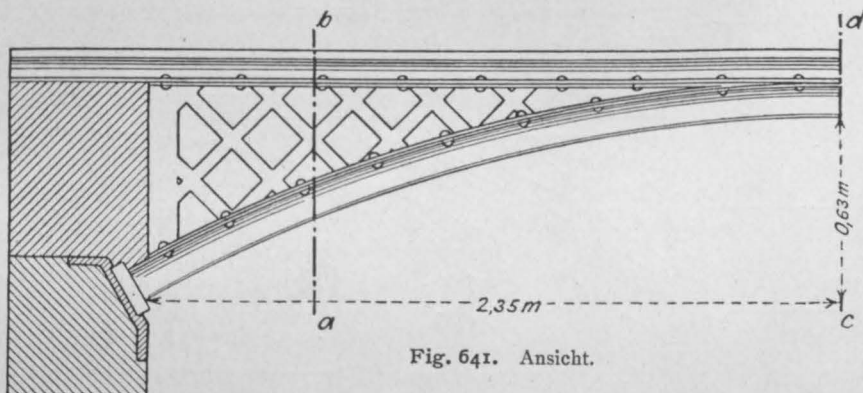


Fig. 641. Ansicht.

Holyhead (101). Auf dies bedeutsame Ereignis ist bereits an verschiedenen Stellen dieser Vorlesungen (S. 66, 214, 218, 259) hingewiesen worden. Die Querschnitte solcher Kastenträger, die auch in Frankreich viel, in Deutschland — soweit bekannt — gar nicht verwendet worden sind, veranschaulicht die Fig. 646. Der Buchstabe *a* bezeichnet den ältesten Querschnitt, etwa vom Jahre 1846. *b* ist der Querschnitt der weiterhin erwähnten *Torkseybrücke* (1849). *c* veranschaulicht den Querschnitt der kleinen Öffnungen der *Wyebrücke bei Chepstow*, der gleichzeitig Querschnitt des Untergurtes in der großen Öffnung ist (Fig. 686). *d* und *e* sind Querschnitte französischer Kastenträgerbrücken (1851). *f* zeigt den Trägerquerschnitt der Garonnebrücke bei Langon (1855) in der Linie Bordeaux-Cette, deren mittlere Öffnung (mit 74,4 m) die größte bei Blechträgerbrücken je erreichte Weite zeigt.

5. Von hervorragender geschichtlicher Bedeutung ist die 1849 von FOWLER erbaute zweigleisige *Torkseybrücke über den Trent*²⁷⁰, weil sie nach der *Britanniabücke* (101) die ersten über zwei Öffnungen durchgehenden Kastenträger erhalten

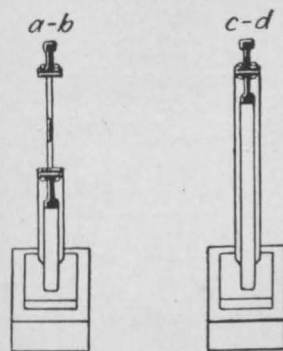


Fig. 642. Querschnitte.

Fig. 641—642. Schienenbogen-träger der Thüringischen Eisenbahn. 1847.

²⁷⁰ Minutes of Proceedings of the Inst. of Civil Eng. Bd. IX. 1849—1850. S. 245. Bd. XIV. 1854—1855. S. 452.

hat, und weil sich bei ihrem Bau hinsichtlich der *Fragen über die Berechnung und Ausbildung von durchgehenden Balken* wichtige Vorgänge abgespielt haben. Fig. 647 zeigt (punktiert) Querschnitt und ursprüngliche Lage der Kastenträger

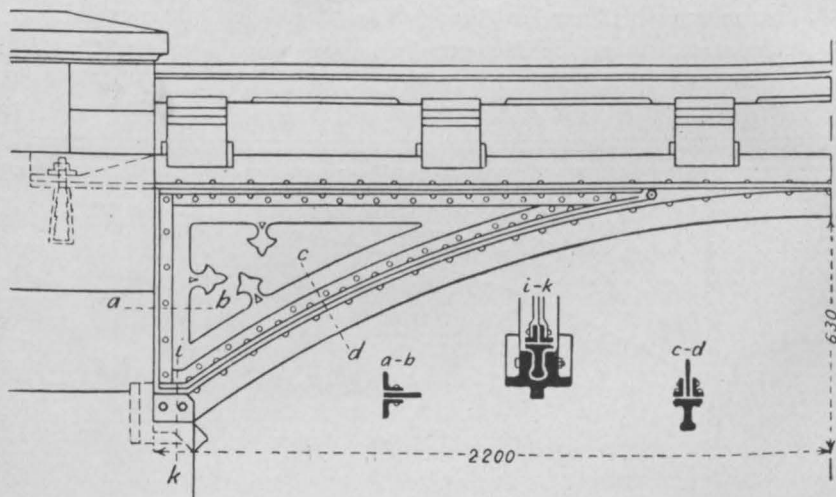


Fig. 643. Ansicht.

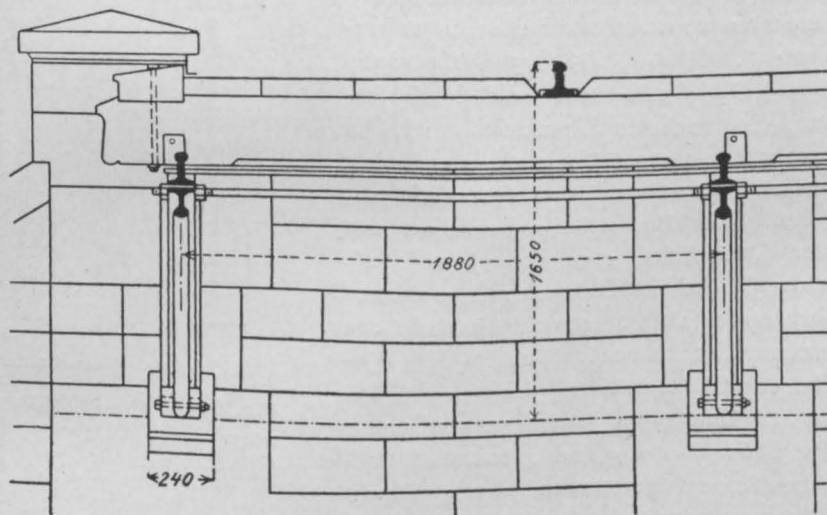


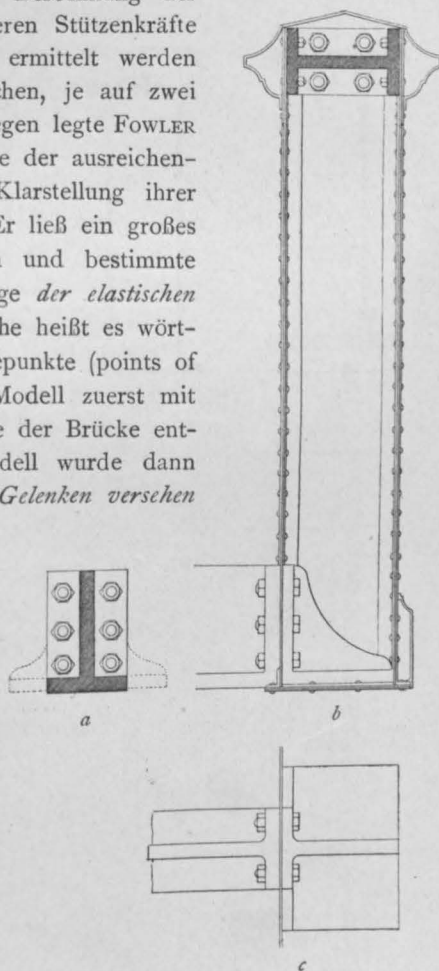
Fig. 644. Querschnitt.

Fig. 643—644. Schienenbogenträger der Dortmund-Soester Eisenbahn. 1855.

und erläutert gleichzeitig die 1897 erfolgte Verbreiterung der Brücke und die Verstärkung jeder ihrer beiden 39,62 m weiten Öffnungen durch einen in die Brückenachse verlegten Fachwerkträger. Fig. 648 gibt ein Bild der Brücke nach erfolgtem Umbau.

Obwohl die Torkseybrücke bereits Ende 1849 fertig war, wurde sie doch erst am 25. April 1850 für den Betrieb freigegeben. Das kam daher, weil der über die Zulässigkeit der Eröffnung entscheidende Regierungsvertreter (Government-Inspector) Einwände gegen die Art der Berechnung der *durchgehenden* Träger erhoben hatte. Deren Stützenkräfte hätten nach Ansicht jenes Vertreters so ermittelt werden sollen, als ob die Träger aus zwei einfachen, je auf zwei Stützen gelagerten Balken beständen. Dagegen legte FOWLER Verwahrung ein und beschrift zum Beweise der ausreichenden Tragfähigkeit der Träger und zur Klarstellung ihrer Wirkungsweise den Weg des Versuches. Er ließ ein großes hölzernes Modell eines Trägers anfertigen und bestimmte für eine entsprechende Belastung die Lage der *elastischen Linie*. In dem Bericht über diese Versuche heißt es wörtlich: »Um die berechnete Lage der Wendepunkte (points of contrary flexure) festzulegen, wurde das Modell zuerst mit gleichmäßig verteilter, dem Eigengewichte der Brücke entsprechenden Gewichte belastet. Das Modell wurde dann an diesen Punkten *zerschnitten und mit Gelenken versehen* (hinged) und Krümmung und Durchbiegung entsprachen den vorher gemachten Beobachtungen.«

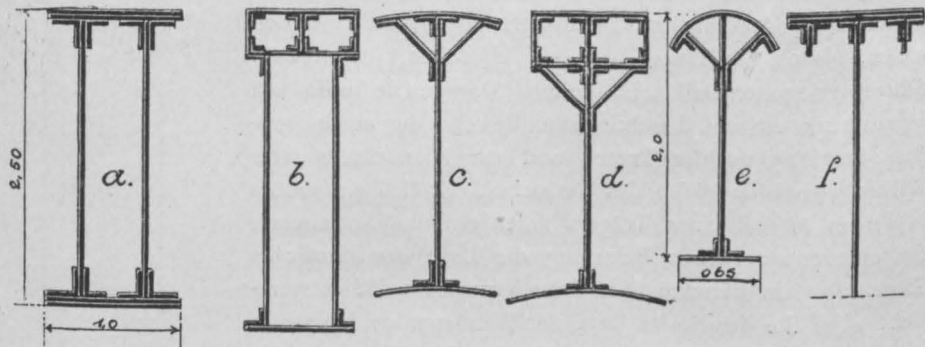
Als danach die Staatsvertreter immer noch auf ihrem veralteten Standpunkte beharrten und den durchgehenden Träger als gleichwertig mit zwei Einzelträgern angesehen haben wollten, wurden die Versuche und Berechnungen durch den Ingenieur WILD fortgesetzt. Darüber wird gesagt: »Die Wirkung des durchgehenden Trägers besteht in der Verteilung der Last über *drei tragende Längen*, anstatt von zwei, sowie es der Versuch von WILD in Wirklichkeit gezeigt hat, nämlich drei bestimmte, getrennte Balkenteile (beams): der erste von *A* bis *p*, der zweite von *p* bis *q*, der dritte von *q* bis *C* reichend. Der erste Balkenteil ist an einem Ende in *A* auf dem Endpfeiler gestützt, während sein anderes Ende an dem Ende des mittlern Balkenteiles hängt. Der gegenüberliegende Balkenteil ist in gleicher Weise gestützt und *der mittlere Teil ist im Gleichgewicht wie ein gewöhnlicher Hebel (lever) auf dem Mittelpfeiler B.*«



a Querschnitt der gußeisernen Querträger.
b Querschnitt der gußeisernen Hauptträger.
c Grundriß des Querträgeranschlusses.

Fig. 645. Querschnitt der Hauptträger der Wegeüberführung auf dem Bahnhofe Camden.
STEPHENSON. 1846.

Man erkennt, wie hier durch das Vorgehen von FOWLER bereits der Grundgedanke der sogenannten durchgehenden Gelenk- oder Auslegeträger klar zum Ausdruck gekommen ist. In dem Versuchsmodelle waren die Gelenke bereits angebracht worden, um zu zeigen, daß an diesen Stellen eine Biegungs-



a STEPHENSON und FAIRBAIRN.

b FOWLER.

c und d BRUNEL.

e FLACHAT.

f Garonnebrücke bei Langon.

Fig. 646. Querschnitte englischer und französischer Kastenträger. 1845—1855.

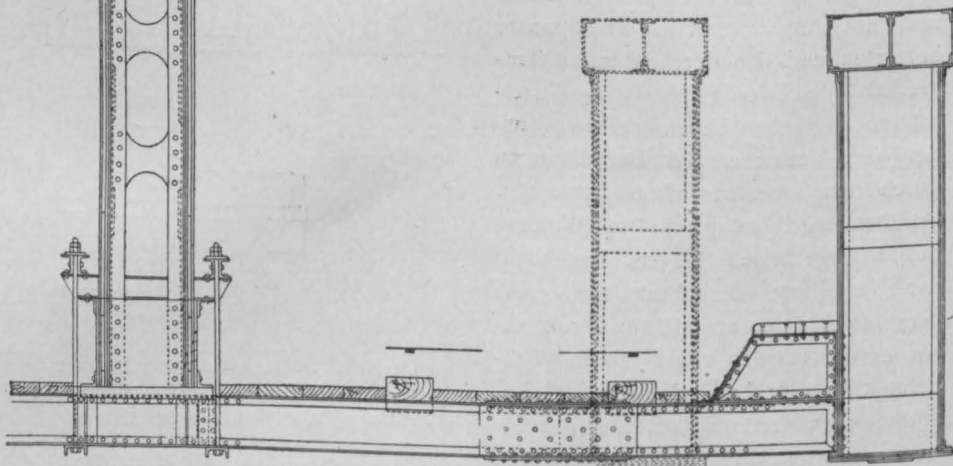


Fig. 647. Die Torkseybrücke über den Trent vor und nach ihrem Umbau.

beanspruchung nicht eintritt. Und doch dauerte es fast noch zwei Jahrzehnte, bis die ersten Auslegeträger im Eisenbrückenbau wirklich zur Ausführung kamen. Welchen Verlauf dabei die Entwicklung dieser heute im Vordergrund des Baues weitgespannter Eisenbrücken stehenden Trägerart genommen hat, wird unter 105 dargelegt.

101. Die Britannia- und die Conwaybrücke in der Eisenbahn von Chester nach Holyhead (1844—1850).

1. Der Bau der Britannia-Brücke wird für immer einen Markstein in der Geschichte des Brückenbaues bilden. Eine wahrheitsgetreue vollständige Beschreibung des Baues vom ersten Entwurfe der Brücke an bis zu ihrer Vollendung findet man in dem Werke vom Ingenieur CLARK²⁷¹, der örtlicher Bauleiter unter der Oberleitung von ROBERT STEPHENSON war. Der Bericht von CULMANN²⁶⁹ enthält das Wesentliche aus den Mitteilungen von CLARK. Im folgenden werden die *Vorentwürfe*, der zur *Ausführung gekommene Entwurf* der Brücke und deren Herstellung kurz beschrieben.

2. Als (1840) die Vorarbeiten für die Eisenbahn von Chester nach Holyhead in Gang kamen, wollte man zuerst die Linie über die Menai-Kettenbrücke (56)

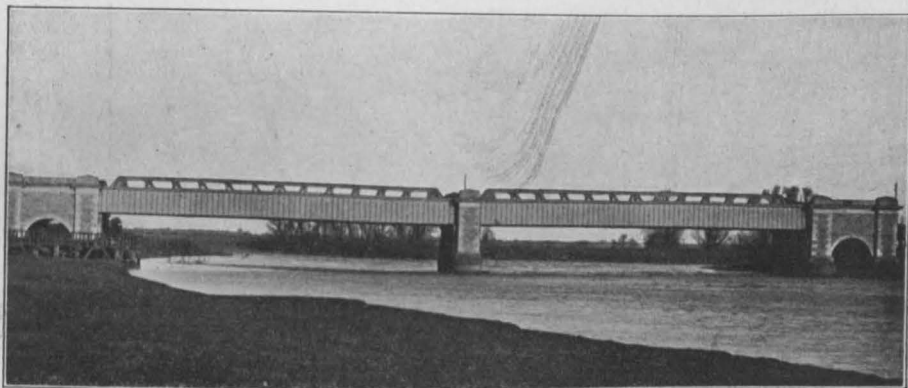


Fig. 648. Die Torkseybrücke nach erfolgtem Umbau. 1897.

führen. Woran dieser Plan — dem übrigens auch Gelände-Schwierigkeiten im Wege standen — scheiterte, wurde bereits (S. 259 u. 260) mitgeteilt. Für die Lage der neuen Brücke war eine Insel maßgebend, der Britanniafels, die mitten in der engsten Stellen der Menaistraße lag und einen vortrefflichen Untergrund für einen Pfeiler bot. Der erste Entwurf STEPHENSONS (Fig. 241, S. 218) für eine gußeiserne Bogenbrücke mit zwei Öffnungen von je etwa 110 m Weite wurde 1844 vom Parlamente abgelehnt, weil die bedeutenden Massen dieser Überbrückung nicht allein die Durchfahrtöffnung für die Schiffe unzulässig verringert, sondern auch an solchen Stellen Windstille verursacht hätten, wo diese der Schifffahrt gefährlich werden mußte. Außerdem war in dem Entwurfe der von der Admiralität zu beiden Seiten des Britanniafelsens verlangte freie, lichte Durchfahrtsraum (von 137 m Weite und 32 m Höhe) nicht voll gewahrt.

STEPHENSON verfiel danach auf den Plan einer Kettenbrücke. Die von RENDEL (1835—1838 und 1840) bewirkten Verstärkungen der 132 m weit gespannten

²⁷¹ EDWIN CLARK, Resident Engineer, The Britannia and Conway Tubular-Bridges, with General Inquiries on beams, and on the Properties of Materials used in Construction. Published with the Sanction, and under the Supervision of ROBERT STEPHENSON. London. 1850.

Montrosebrücke (Fig. 414, S. 362), die nach dem 1841 abgegebenen Urteile von Mitgliedern der Institution of Civil Engineers die bestgebaute englische Kettenbrücke von hoher Steifigkeit war, brachten ihn auf den Gedanken, einen hohlen eisernen *Kastenträger*, *weit und hoch genug, um einen Eisenbahnzug durchzulassen, an Ketten aufzuhängen*. Anfangs dachte STEPHENSON nur an einen rechteckigen Querschnitt des Kastenträgers. Dabei blieb er aber nicht stehen. Aus Furcht vor den Orkanen, die schon die Fahrbahnen vieler Kettenbrücken abgedeckt hatten (S. 241, 248, 249, 258, 361), plante er später die Herstellung von *Röhren* zylindrischen oder elliptischen Querschnittes, weil solche dem Winde die geringsten Angriffsflächen bieten. Um das Heben und Senken der Ketten bei

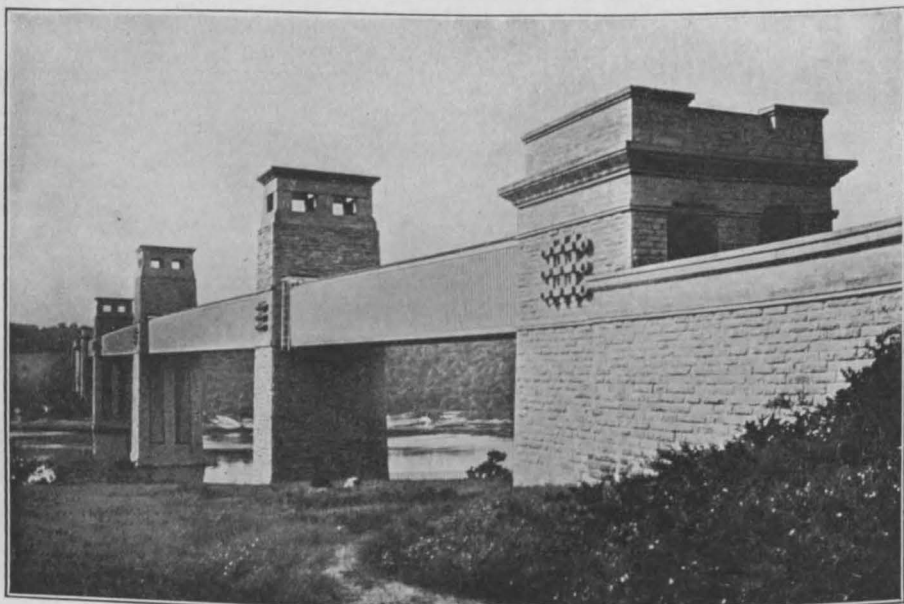


Fig. 649. Die Britanniabrücke. STEPHENSON. 1844—1850.

Luftwärmeänderungen zu verringern, sollten diese an den Ufern nicht verankert, sondern, nach dem Vorschlage von FAIRBAIRN²⁷², an den über die beiden Endpfeiler hinaus verlängerten Röhren selbst befestigt werden. Dann würden die Kettenweiten sich vergrößern oder verkleinern in dem Maße, wie dies den Längenänderungen der zwischen ihnen liegenden Rohrstrecken entspräche. Man sieht, in solchem Falle hätte die Bogenkraft der Ketten als Längskraft von der Röhre aufgenommen werden müssen, mit andern Worten, der derart hergestellte Überbau wäre eine *durch Ketten versteifte Balkenbrücke* geworden (S. 16). Dieser zweite Entwurf von STEPHENSON, der den höchsten Beifall seiner beiden Mitarbeiter, des Maschinen- und Kesselfabrikanten FAIRBAIRN aus Manchester und

²⁷² CLARK, Anmerk. 271. S. 475.

des Theoretikers Professor HODGKINSON aus London, fand, wurde auch nicht verwirklicht, obwohl ihn das Parlament (1845) genehmigt hatte.

3. Die vor dem Beginne der eigentlichen Bauarbeiten von STEPHENSON, FAIRBAIRN und HODGKINSON angestellten vergleichenden Versuche über die Festigkeitseigenschaften von Gußeisen und Schweißeisen lieferten viele wertvolle Ergebnisse. Jedoch wurde die unverständige Art, wie die Versuche angestellt worden sind, von CULMANN mit Recht getadelt. Er bedauert, daß die Versuche keinem mehr theoretisch gebildeten Ingenieur, als es FAIRBAIRN war, anvertraut worden wären. Denn dieser hatte von den damals schon bekannt gewordenen wissenschaftlichen Wahrheiten wenig Ahnung und mußte sich darüber durch seine Versuche erst selbst belehren. So vergeudete er Mittel und Kräfte, um schließlich doch nur zu erfahren »was längst in jedem Lehrbuch der Mechanik zu finden war«. Der später zugezogene HODGKINSON war zwar auf dem Gebiete der Festigkeitslehre tüchtig bewandert, verlor sich aber allmählich in dem vergeblichen Bemühen, zuerst allgemeine Eigenschaften der Druckfestigkeit von Blechen und Gußeisen festlegen zu wollen.

Bei den ersten Versuchen mit Röhren von zylindrischen und elliptischen Querschnitten fand man im *obern* Teile eine Festigkeit

$$\begin{aligned} \text{von } 13,34 \text{ t}/\square'' &= 2100 \text{ atm für den Kreis} \\ &> 16,55 \text{ t}/\square'' = 2600 > > \text{die Ellipse.} \end{aligned}$$

Beim Bruche wurde entweder die Decke *zerknickt* oder im Boden schlitzten die Nieten aus. Die bedeutende Abnahme der Festigkeit in der Decke bei *kleiner* werdenden Blechstärken erklärte HODGKINSON zutreffend, indem er die ermittelte Festigkeit nicht als den Widerstand des Bleches gegen *Druck*, sondern gegen *Knicken* ansah. Schließlich erwies sich *der rechteckige Querschnitt als der zweckmäßigste*. Auch zeigte sich, daß *der Kastenquerschnitt des Balkens in sich allein genügend Tragfähigkeit besitze und der Ketten als Versteifung nicht bedürfe*.

Die Versuche mit dem rechteckigen Querschnitte wurden auf Anregung von HODGKINSON²⁷³ an einem in ein Sechstel der natürlichen Größe hergestellten Modelle²⁷⁴ vorgenommen (1847). Anfänglich war nur oben ein Zellengurt vor-

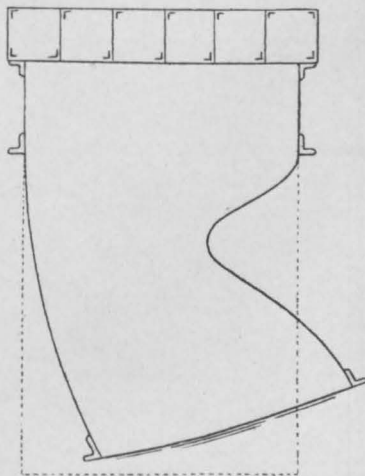


Fig. 650. Bruch des Modelles beim zweiten Versuche.

²⁷³ CLARK, Anmerk. 271. S. 156.

²⁷⁴ STEHLIN, Die Röhrenbrücken bei Conway und über die Menaistraße usw. Allg. Bauz. 1849. S. 175. Nach dem Werke von FAIRBAIRN, An account of the construction of the Britannia and Conway Tubular-Bridges. 1848.

handen, im Untergurte glaubte man mit einfachen Platten auskommen zu können. Beim zweiten Versuche erfolgte der Bruch in der Art wie es die Fig. 648 veranschaulicht. Die Ursache des Zusammendrückens der Seitenwände erklärt CLARK »mit dem Bestreben des Kopfes und des Fußes der Röhre sich gegenseitig zu nähern«, ohne aber die wirkliche Ursache — die mangelhafte *Knickfestigkeit* der

Wände — zu erkennen oder zu erforschen. Nachdem die Wände dann durch Aufnieten von Winkeleisen versteift worden waren, erreichte man, daß der Bruch der Röhre allein durch Zerdrücken des Obergurtes bei gleichzeitigem Zerreißen des Untergurtes erfolgte.

4. Noch vor der Vollendung der Versuche wurde der endgültige Entwurf der Brücke ausgearbeitet. Dabei erhielt der Querschnitt des Kastens die in Fig. 649 gezeichnete Gestalt. Der Obergurt zeigt danach einen *geschlossenen Zellengurt*. Auch den Untergurt hatte man schließlich zellenartig ausgebildet, weil anders die Erzielung der notwendigen Querschnittsfläche praktische Schwierigkeiten bereitet hätte.

Anfänglich — noch während des Pfeileraufbaues — hielt STEPHENSON die Mithilfe der Kette noch für notwendig, um umfangreiche, feste Rüstungen im Strombette zu vermeiden. Deshalb haben die Pfeiler (Fig. 647) auch ganz das Aussehen der Stützpfeiler von Kettenbrücken erhalten. Wie es scheint, rührt der später zur Ausführung gekommene Plan, die Kastenträger am Ufer fertig

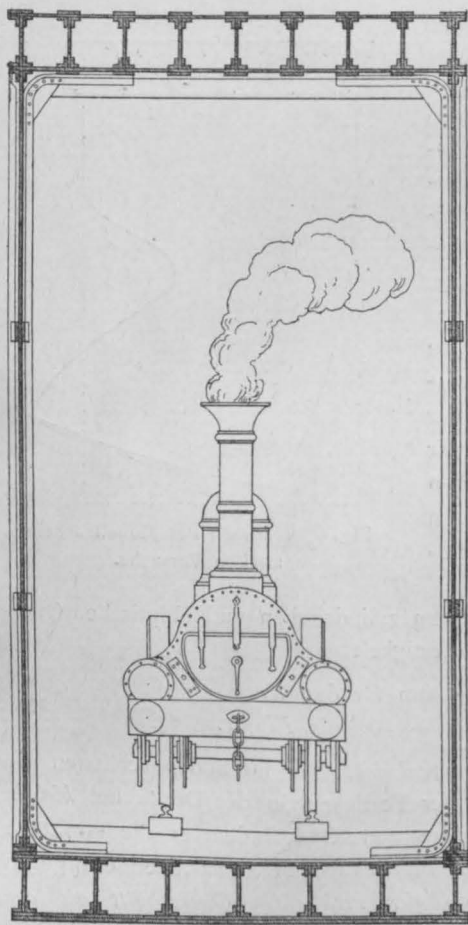


Fig. 651. Querschnitt der Britannia-Brücke. 1849.

zu nieten, darauf nach der Baustelle zu flößen und dort durch Wasserkraftpressen auf die inzwischen hochgeführten Pfeiler zu heben von CLARK her.

Am 21. September 1846 wurde der Grundstein zur Britannia-Brücke gelegt und am 22. Juli 1849 legte STEPHENSON selbst den letzten Stein zum Britanniapfeiler. Bis zum 25. Juli 1850 waren sämtliche Flößungen beendet, wobei unter der Leitung von STEPHENSON 380 Matrosen, 270 Arbeiter und zwei Dampfschiffe mit ihrer Bemannung tätig waren. Unmittelbar nach dem Flößen wurde mit dem Heben einer Röhre in ihrer Öffnung begonnen. Am 4. März 1850 lag die erste

Röhre auf ihren Pfeilern, so daß STEPHENSON am nächsten Tage hindurchfahren konnte. Am 8. April 1847 wurden die ersten Nieten der *Conwaybrücke* geschlagen und am 16. Dezember des folgenden Jahres fuhr bereits der erste Eisenbahnzug durch die fertige Brücke. Die Eröffnung der *Britanniabrücke* erfolgte am 18. März 1850.

5. *Stützweiten und Gewichte* der *Britannia-* und der *Conwaybrücke* sind unter 103 angegeben. Die Kastenträger der *Britanniabrücke* gehen — wie bei der *Torkseybrücke* — über zwei Öffnungen durch, jedoch sind sie als Balken auf zwei Stützen berechnet worden. Das schließliche Vernieten zweier Öffnungen sah CLARK nur als eine Erhöhung der Sicherheit an (105). Beachtenswert sind die (von CULMANN merkwürdigerweise übersehenen) Bemerkungen von CLARK über das theoretische Verhalten der durchgehenden Träger²⁷⁵. Sie liefern den Beweis dafür, *wie nahe man* beim Bau der *Britanniabrücke*, sowie namentlich auch bei den durch FOWLER veranlaßten Versuchen gelegentlich des Baues der *Torkseybrücke* (S. 521), *der Verwirklichung des Gedankens war, an den Wendepunkten der elastischen Linie Gelenke einzulegen* (105).

Eine Nachahmung hat der vollwandige Kastenbau der *Britanniabrücke* nur einmal noch in Amerika, bei der *Viktoriabrücke über den St. Lorenzstrom in Montreal*, gefunden. In Deutschland erkannte man schon während des Baues der *Menabrücke*, wie viel vorteilhafter man an Stelle der vollen Blechwände ihrer Kastenträger *gegliederte*, sogenannte *engmaschige Gitterwände* hätte herstellen können, in der Art, wie sie für kleinere Weiten zuerst in England und seit 1845 auch auf dem Festlande bereits eingeführt worden waren.

102. Die europäischen gegliederten Parallelträger-Brücken bis zum 7. Jahrzehnt des 19. Jahrhunderts.

1. *Die ersten gegliederten Hauptträger* der eisernen Balkenbrücken waren Parallelträger und sind nachweislich den amerikanischen Holzträgern der *Bauart Town* (S. 50) nachgebildet worden. In England war die 1845 gebaute, über den *Royalkanal* führende *Brücke der Dublin-Belfast-Eisenbahn*²⁷⁶ die erste,



Fig. 652. CULMANN. 1821—1881.

²⁷⁵ CLARK, Anmerk. 271. S. 275—276, 491—492.

²⁷⁶ POLLACK, *Metallbrücke zur Übersetzung des Royalkanales bei Dublin*. Allgemeine Bauzeitung. 1848. S. 1.

deren Hauptträger eine engmaschige Wandgliederung zeigte, die dem *Lattenwerk* (latticework) der Parallelträger von TOWN glich. Die Brücke war 42,7 m weit

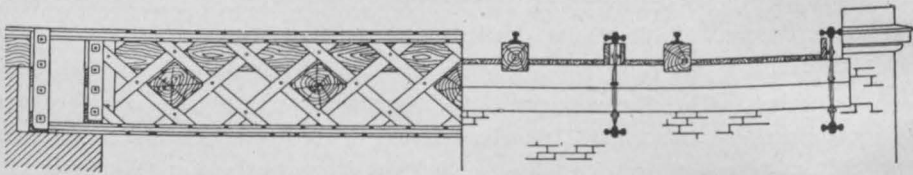


Fig. 653. Eisenbahnbrücke über die Neiße bei Guben. HENZ. 1846.

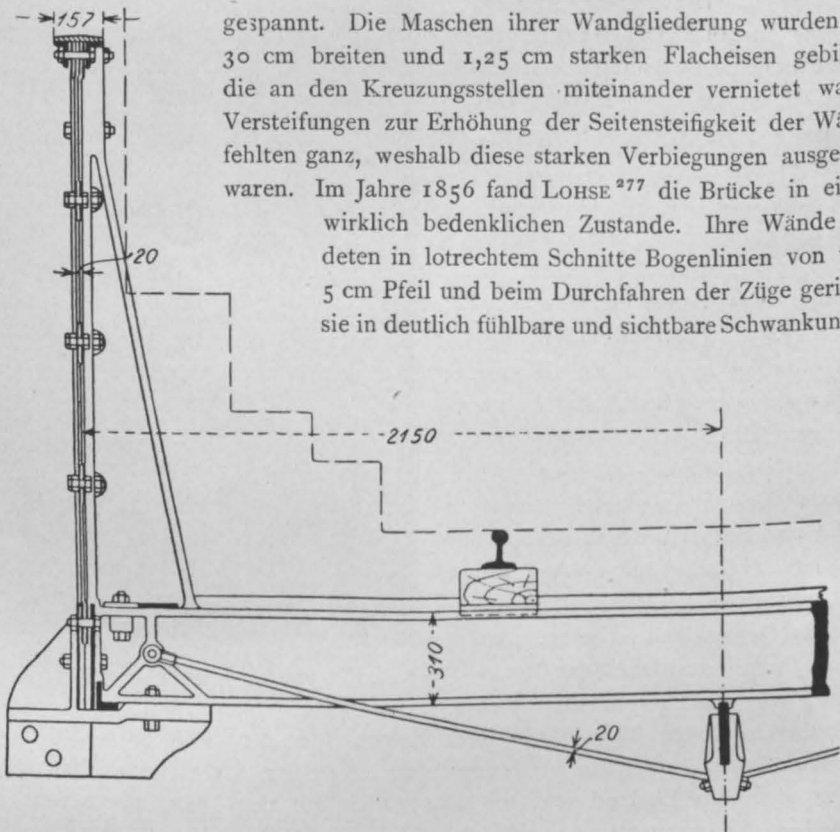


Fig. 654. Querschnitt der Wupperbrücke in Fig. 655.

gespannt. Die Maschen ihrer Wandgliederung wurden aus 30 cm breiten und 1,25 cm starken Flacheisen gebildet, die an den Kreuzungsstellen miteinander vernietet waren. Versteifungen zur Erhöhung der Seitensteifigkeit der Wände fehlten ganz, weshalb diese starken Verbiegungen ausgesetzt waren. Im Jahre 1856 fand LOHSE²⁷⁷ die Brücke in einem wirklich bedenklichen Zustande. Ihre Wände bildeten in lotrechtem Schnitte Bogenlinien von über 5 cm Pfeil und beim Durchfahren der Züge gerieten sie in deutlich fühlbare und sichtbare Schwankungen.

Auf dem Festlande führte HENZ²⁷⁸ die Parallel-Gitterträger ein, zuerst 1846 bei der Neißebrücke in der Eisenbahn Frankfurt a. d. O.-Guben. Seitdem hat diese Trägerart besonders in Deutschland große Förderung erfahren, namentlich auch in theoretischer Hinsicht, durch die Veröffentlichungen von CULMANN, in

²⁷⁷ LOHSE, Notizen über einige neuere Brücken Englands. Zeitschr. f. Bauw. 1857. S. 215.

²⁷⁸ HENZ-BENDEL, Mitteilungen über nordamerikanische Brücken. Zeitschr. f. Bauw. 1862.

denen zum ersten Male die genaueren Berechnungen verschiedener Wandgliederungen gegeben worden sind. Schon bei der Besprechung der Vollwandträger der ersten Blechbrücken und der Britannia-Brücke hatte CULMANN (Fig. 652) deren Wandversteifungen rechnerisch untersucht und darauf hingewiesen, wie es zweckmäßiger wäre, die zur Versteifung dienenden Winkleisen in einer Neigung von 45° anzubringen, als senkrecht zur Gurtrichtung. Die *weitestgespannten* Parallelträgerbrücken mit engmaschiger Wandgliederung sind die alten Brücken über die Weichsel bei Dirschau und die Nogai in Marienburg, von denen

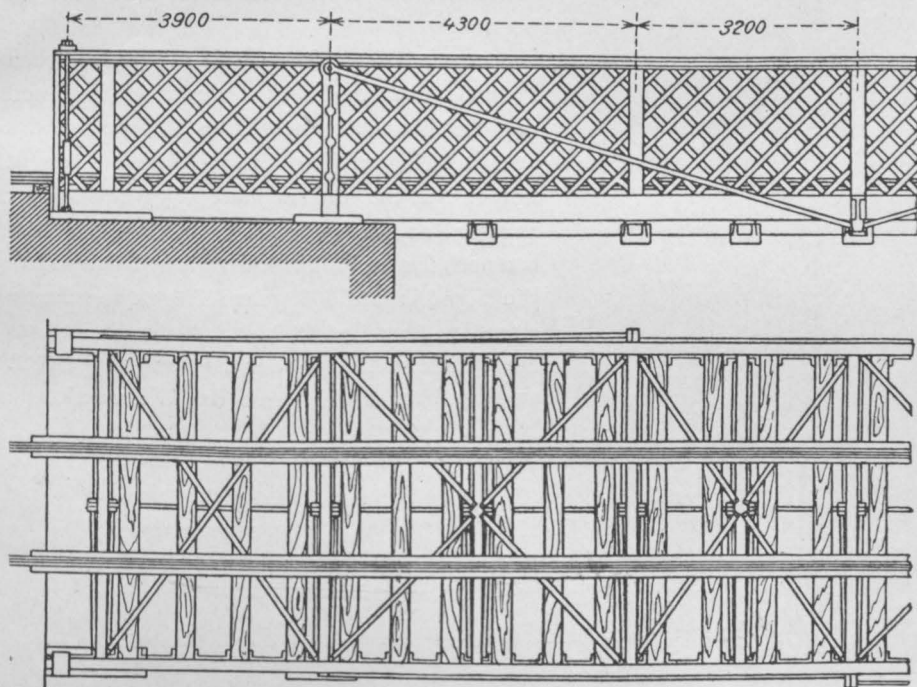


Fig. 655. Ansicht und Grundriß der Gitterbrücke über die Wupper beim Bahnhof Rittershausen. 1847.

(unter 103) ausführlich die Rede sein wird. Bei ihrer Entwurfsherstellung sind die ersten Theorien von CULMANN und SCHWEDLER (Fig. 242, S. 219) bereits angewendet worden.

Vorläufer der Weichsel- und der Nogai-Brücke waren Parallelgitterbrücken kleinerer Weiten: Bei der *Neiße-Brücke in Guben* faßten die aus je zwei zusammen-genieteten Schienen gebildeten Gurte *geflechtene* und in ihren Kreuzpunkten vernietete Flachstäbe zwischen sich (Fig. 653). Derartiges Gitterflechtwerk wurde aber nur kurze Zeit verwendet. Schon im folgenden Jahre (1847) baute man am Bahnhofe Barmen-Rittershausen in der Strecke Elberfeld-Witten *eine Wupper-Brücke*, deren Gitterträgerwände zwei sich kreuzende Scharen von Flachstäben, ohne Flechtung, zeigten, während die Gurtquerschnitte, ähnlich wie bei Blechträgergurten, aus einer Platte und zwei Winkeln hergestellt waren (Fig. 654 u. 655).

Gleiche Ausbildung wie die Wupperbrücke erhielten die 1848 gebauten *Gitterbrücken über die alte Elbe* (Fig. 656), die *Mittellelbe* und die *Stromelbe in Magdeburg* (mit Weiten bis zu 21,3 m). Einige ihrer Überbauten standen trotz ihrer gußeisernen Querverbände vor wenigen Jahren noch im Betriebe. Zu erwähnen bleibt noch, daß bei den ganz schweißeisernen Gitterträgern die T-Form der Gurte in Deutschland zuerst 1848 für die *Saalebrücke bei Grizehna* angewendet worden ist (Fig. 657—659), nachdem bei der kurz vorher gebauten *Ruhrbrücke bei Altstaden* die Platte des Obergurtes noch aus Gußeisen bestand.

2. Die Fig. 660 — 666 veranschaulichen Parallelgitterträger-Brücken der Ruhr-Sieg und der Frankfurt-Küstriner Bahn, in denen das gesamte Tragwerk aus Schweißeisen hergestellt worden ist. Sie sind im Jahre 1857 entstanden, zu einer Zeit, wo das Gußeisen im Bogenbrückenbau noch fast ausschließlich zur Anwendung kam. Die Fig. 662 und 666 geben Trägerquerschnitte einerseits über den Stützen, an der Stelle, wo die Querschwellen in der Gitterwand gestützt sind, und anderseits durch das Gitterwerk.

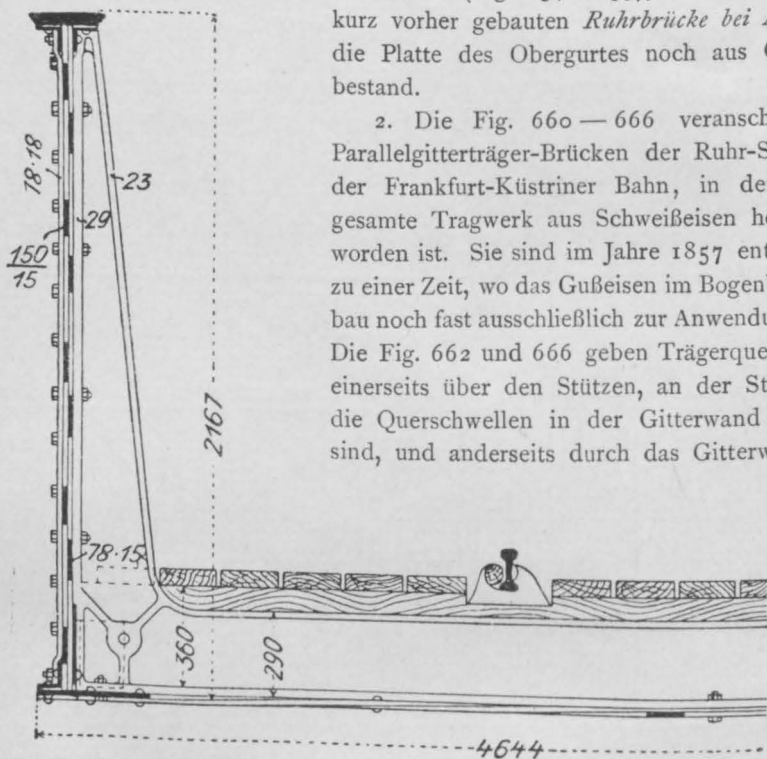


Fig. 656. Querschnitt der Elbebrücke in Magdeburg. 1848.

Alle diese älteren Parallelgitterträger haben meistens nur eine Dauer von wenigen Jahrzehnten gehabt und sind dann in der Regel durch einfachere und widerstandsfähigere *Blechträger* ersetzt worden. Diese haben besonders bei den hannoverschen Staatsbahnen eine tüchtige Ausbildung erfahren. Als man dort mit den Entwürfen der eisernen Brücken für die Süd- und Westbahn beschäftigt war (1850), hat man eine Reihe von vergleichenden Belastungs-Versuchen mit Blechträgern und Gitterträgern angestellt²⁷⁹. Man fußte damals auf NAVIERS Empfehlung und Berechnung des I-Querschnittes und auf den Ergebnissen der Versuche von HODGKINSON (101), wonach die Zugfestigkeit des Schweißeisens sich größer erwiesen hatte, als seine Druckfestigkeit. Man versuchte deshalb u. a.

²⁷⁹ PRÜSMANN, Über schmiedeiserne Balkenbrücken zu Eisenbahnzwecken. Allgemeine Bauzeitung. 1850.

festzustellen, einerseits, in welcher Art bei den Vollwandbrücken das Eisen in den Trägerquerschnitten am günstigsten zu verteilen sei und anderseits, ob unter Beibehaltung der NAVIERSchen Annahmen bei gleichem Eisenaufwande *eine volle*

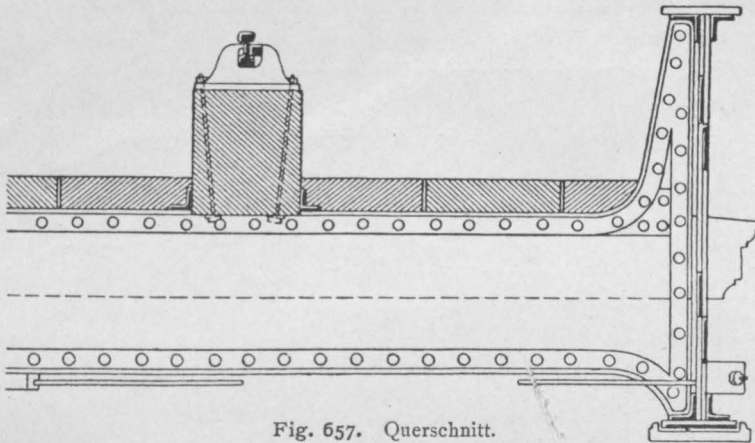


Fig. 657. Querschnitt.

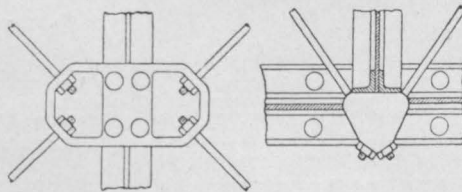


Fig. 658. Windverband-Anschlüsse.

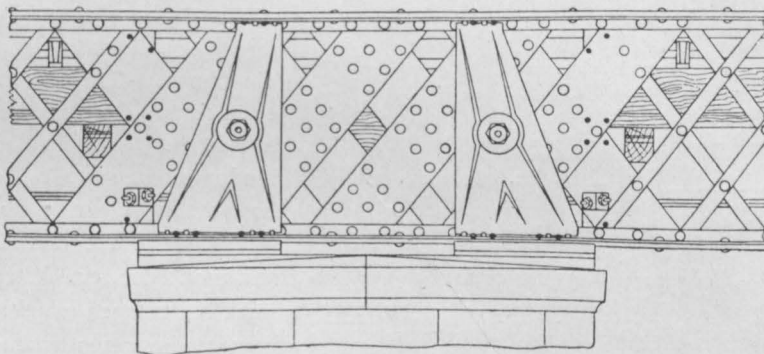


Fig. 659. Abstützung auf den Mittelpfeilern.

Fig. 657—659. Saalebrücke bei Grizehna. 1848.

dünnere Blechwand oder eine stärkere Gitterwand den größeren Widerstand leiste. Zu dem Zwecke hatte man verschiedene Modellbrücken in ein Drittel der wirklichen Größe gebaut, und das schließliche Ergebnis war die Überlegenheit der Blechwände gegenüber den gleichschweren Gitterwänden.

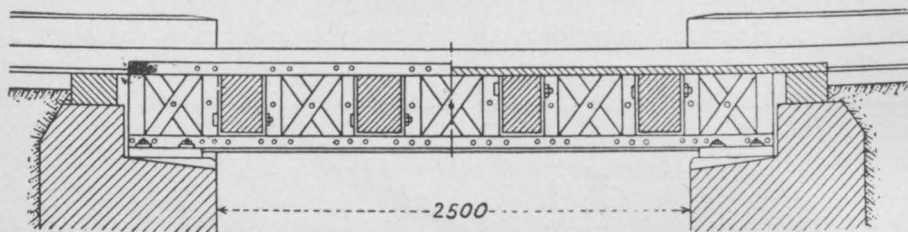


Fig. 660. Ansicht.

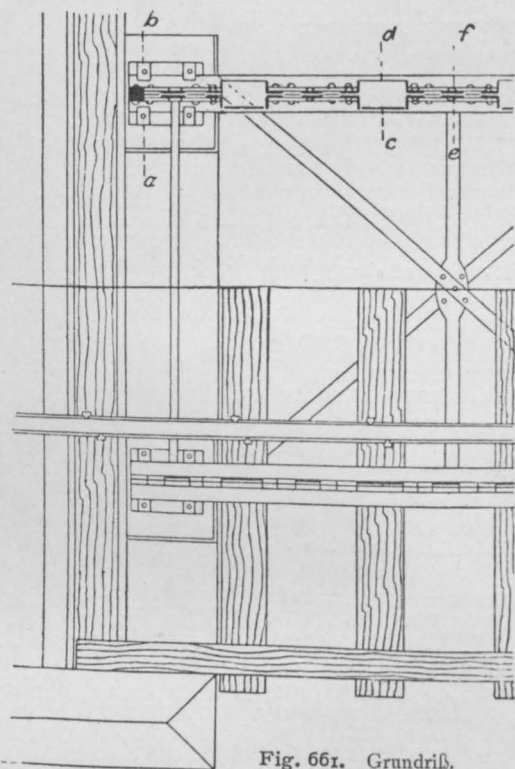


Fig. 661. Grundriß.

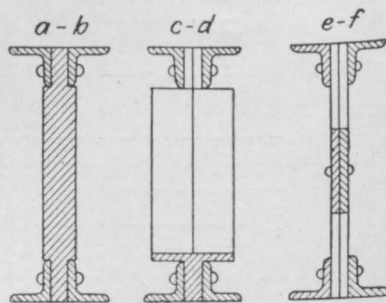


Fig. 662. Trägerquerschnitte.

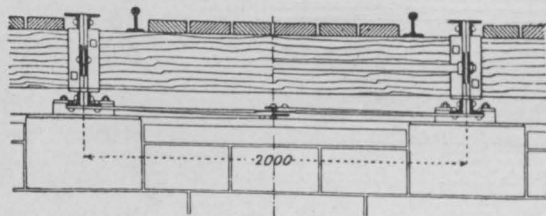


Fig. 663. Querschnitt.

Fig. 660—663. Gitterbrücken der Ruhr-Sieg-Eisenbahn.
1587.

3. Zu gleicher Zeit mit den Parallelgitterträgern (1845) wurden durch den belgischen Ingenieur NÉVILLE Parallelträger eingeführt, deren Wandgliederung als ein reines einteiliges *Strebenfachwerk* ausgebildet war (Fig. 667). Anfänglich waren die NÉVILLE-Träger aus Gußeisen und Schweißseisen Teilen mit höchst mangelhaften Verbindungen hergestellt. Wesentlich verbessert wurden sie zuerst in England durch den Kapitän WARREN, der ein Patent auf seine Neuerungen erhielt. Diese beruhten im wesentlichen in der Einführung von *Bolzen Gelenken* für die Knotenverbindungen, die bei der ursprünglichen NÉVILLE-Bauart, wie die Fig. 667 und 668 veranschaulichen, ihren Zweck nur ganz unvollkommen erfüllen konnten. Heute wird

der NÉVILLE-Träger deshalb meistens WARREN-Träger genannt, und seine weitere Vervollkommnung hat ihn zu einen der beliebtesten Brückenträger der Neuzeit gemacht (§ 11). Namentlich in Amerika steht der WARREN-Träger mit seinen verschiedenen Abarten heute im Vordergrund des Eisenbrückenbaues.

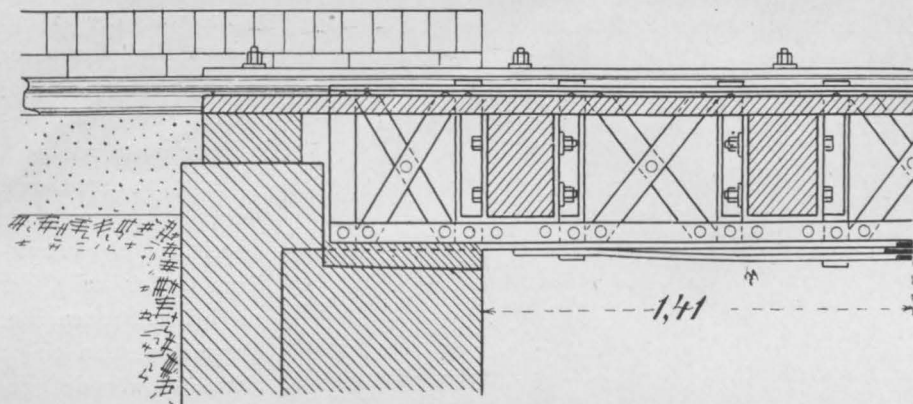


Fig. 664. Längsschnitt.

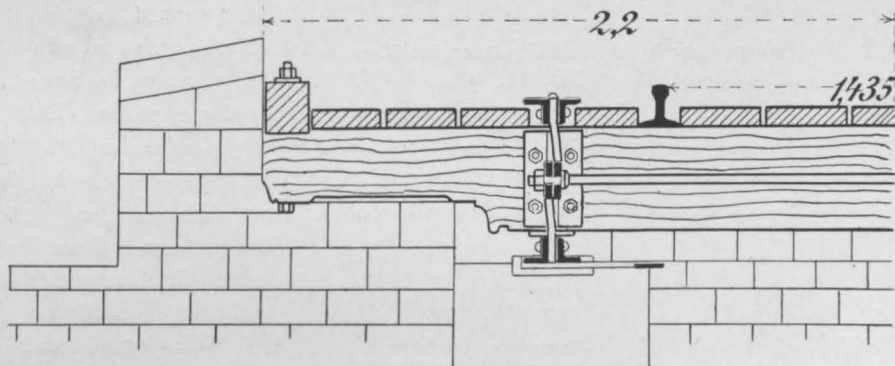


Fig. 665. Querschnitt.

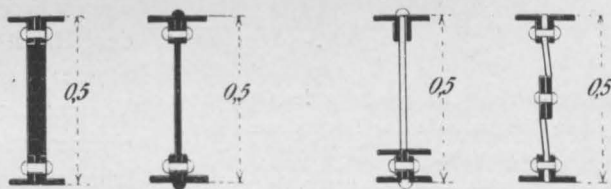


Fig. 666. Trägerquerschnitte.

Fig. 664—666. Gitterbrücken der Frankfurt-Küstrin-Eisenbahn. 1857.

LENTZE¹⁵⁷ sah 1845 die ersten von NÉVILLE in Paris ausgeführten *Parallel-fachwerke*. Zuerst (in Aubervilliers) eine über den *Kanal von St. Denis* gespannte Wegebrücke von etwa 18 m Stützweite (Fig. 667), deren hölzerne Fahrbahn auf

fünf Hauptträgern ruhte. Jeder Hauptträger besitzt vier Parallelgurte, von denen Ober- und Untergurt die Lasten im wesentlichen zu verteilen haben. Die bei-

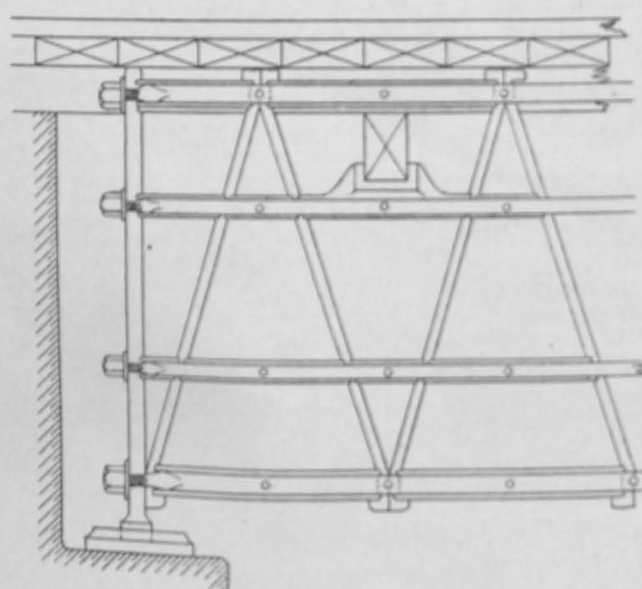
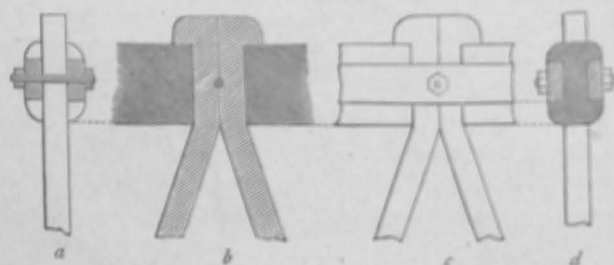


Fig. 667. Wegebrücke bei Aubervilliers über den Kanal von St. Denis. Bauart NÉVILLE. 1845.

den Mittelgurte sollten hauptsächlich nur zur Versteifung des *Dreieck-fachwerkes* der Wand dienen. Daß der obere Mittelgurt außerdem unmittelbar durch die Fahr-bahn belastet wird, ist als fehlerhaft zu bezeichnen. Jeder Gurtquerschnitt besteht aus einem mittleren *Gußeisenteile*, der zu beiden Seiten der Trägerebene von einem *Schweißeisenbände* gefaßt wird (Fig. 668). Alle vier Bänder gehen der ganzen Trägerlänge nach durch und sind in den Knoten des Streben-fachwerkes durch Bolzen

mit dem *Gußeisenteile* verbunden. Die *schmiedeisernen Wandstreben* erhalten umgebogene Enden, durchbrechen Ober- und Untergurt und werden in der Wand durch die beiden Reihen von *Schweißeisenbändern* seitlich gehalten, wobei die mittlern *Gußeisenteile* jeden Strebenquerschnitt umfassen (Fig. 667).



- a Querschnitt durch die Schweißeisenbänder des Obergurtes.
- b Längsschnitt eines Obergurtes in der Trägerebene.
- c Ansicht eines Obergurtnotens.
- d Querschnitt durch den gußeisernen Obergurt.

Fig. 668. Einzelheiten der ersten NÉVILLE-Träger. 1845.

Wie unvollkommen diese ersten NÉVILLE-Träger waren, liegt nach obiger Beschreibung auf der Hand. Abgesehen von der ganz unzulässigen Verwendung von gußeisernen *Zuggurten*, erscheinen namentlich die Knotenverbindungen der Gurte höchst verbesse-

rungsbedürftig. LENTZE¹³⁷ spricht ausführlich über die mit den ersten NÉVILLE-Trägern in Paris gemachten Belastungsversuche. Er sah eine größere Seinebrücke bei Besons in der Straße von Paris nach Rouen im Betriebe, die sieben Öffnungen von je 22 m besaß. Nach deren Vorbilde errichtete NÉVILLE in Paris eine Versuchs-

brücke mit vier Hauptträgern und einer 9 m breiten Fahrbahn. Bei ihrer Belastung mit 328 kg/m^2 war der Minister der öffentlichen Arbeiten zugegen. Die befriedigenden Ergebnisse dieser und anderer Proben führten dahin, daß der

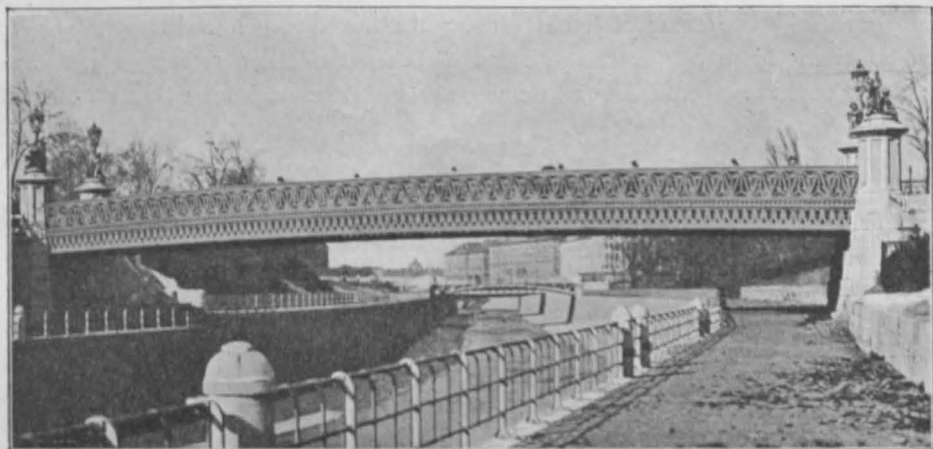


Fig. 669. Wienbrücke in der Verbindung der Neville- und Brückengasse in Wien. 1852.



Fig. 670. Brücke di Sta. Lucia in Venedig. 1854.

Generalrat der Brücken und Straßen Frankreichs mehrere NÉVILLE-Brücken in Bestellung und zur Ausführung gab.

4. Nach dem Vorgange der französischen Behörden kamen gegen Ende des 4. und Anfang des 5. Jahrzehntes auf dem Festlande viele NÉVILLE-Brücken, mit

Weiten bis etwa 40 m, zur Ausführung, hauptsächlich in Österreich und Italien. In Österreich war es nur die *Kaiser Ferdinand-Nordbahn*, die (1851) nach mehreren günstig ausgefallenen Probeversuchen die NEVILLE-Brücken in größerer Zahl verlegen ließ. Dem Bau der *Betschbrücke bei Prerau*, die fünf Öffnungen von je 20 m Weite besaß, folgten bald 43 Brückenöffnungen zwischen *Napagedl* und *Mährisch-Ostrau*. Alle diese NEVILLE-Brücken bewährten sich im Eisenbahnbetriebe, wie man eigentlich von vornherein hätte erwarten können, sehr schlecht.

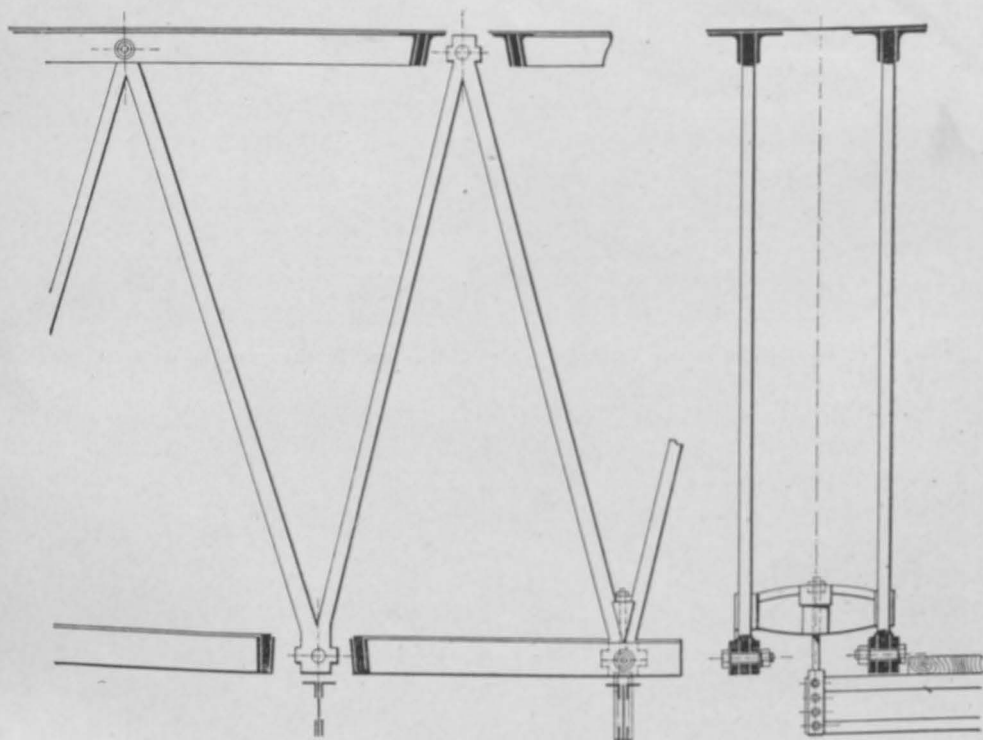


Fig. 671. Einzelheiten der Brücke di Sta. Lucia in Venedig.

Ende des 7. und Anfang des 8. Jahrzehntes mußten sie durch ganz schweiß-eiserne Fachwerkbrücken ersetzt werden²⁸⁰.

Auch für Straßenbrücken sind die NEVILLE-Träger seinerzeit in Österreich und Italien viel verwendet worden. Einige dieser Brücken haben sich bis auf den heutigen Tag erhalten, darunter die in den Fig. 669—671 abgebildeten Brücken über den *Wienfluß in Wien* und die *Brücke von Sta. Lucia in Venedig*.

WINKLER²⁸¹ gibt an, daß die *Wienbrücke* 1852 vom Ingenieur CLARK erbaut sei. Sie hat eine 30,3 m weite Öffnung und 6,6 m breite Fahrbahn mit zwei Außenfußwegen von je 1,9 m Breite. WINKLER sagt mit Recht, es sei dem Herrn

²⁸⁰ Geschichte der Eisenbahnen der österr.-ungar. Monarchie. Bd. II. ZUFFER, Brückenbau. S. 285.

²⁸¹ WINKLER, Technischer Führer durch Wien. Wien. 1873. S. 18.

NÉVILLE durch die Benennung der Brücke und der anstoßenden Gasse nach seinem Namen zu viel Ehre geschehen, weil er nicht der eigentliche Erfinder, sondern nur der Patentinhaber war.

Die Brücke von *Sta. Lucia in Venedig* besitzt zwei Hauptträger von 33,75 m Stützweite und ist wahrscheinlich schon im Jahre 1850 gebaut worden, wie KÖGLER²⁸² angibt durch die ehemalige Gesellschaft NÉVILLE & Co., deren Hauptsitz seinerzeit in Paris war¹⁵⁷. Wie die Abbildungen in Fig. 669 und 670 erkennen lassen, zeigt die Luciabrücke wesentliche Verbesserungen der ursprünglichen mangelhaften NÉVILLE-Bauart: »Die Mittelgurte fehlen, die Gußteile in den Ober- und Unterquerschnitten sind jedoch noch vorhanden. Die Gurte sind zweiteilig und die Querträger hängen an einem vom Untergurte getragenen gußeisernen Querstücke (Fig. 670). Die Schweißeisenbänder halten $125 \times 25 \text{ mm}^2$ Querschnitt und die Wandstreben sind aus 38 mm starkem Vierkanteisen hergestellt. In jedem Obergurtnoten bilden die beiden Saumwinkel eines Gurtteiles mit der Gurtplatte einen kastenförmigen Raum, in den von unten her die im Knoten zusammenstoßenden Streben treten.« Weitere Einzelheiten sind in der angegebenen Quelle zu finden. Die in der Nähe der Luciabrücke liegende zweite NÉVILLE-Brücke Venedigs, die Brücke della Carità, ist ein getreues Abbild des erstgenannten Bauwerkes in vergrößertem Maßstabe. Auch die in Fig. 668 abgebildete Wienflußbrücke zeigt ähnliche Einzelheiten, wie die erwähnten beiden venetianischen Brücken.

5. Nach dem Patente von WARREN (1846) verbesserte dieser die NÉVILLE-Träger durch Fortlassen der Mittelgurte, Einführen von gußeisernen Druckstreben, Herstellung des Untergurtes aus Schweißeisen und Anordnen von Gelenkbolzenknoten. Die ersten derart ausgebildeten WARREN-Träger besaß die 1851 von CUBITT erbaute zweigleisige *Trentbrücke bei Newark* in der Great Nothern-Bahn mit einer Öffnung von 73,3 m. Die gußeisernen Obergurte ihrer beiden Hauptträger hatten Röhrenquerschnitt, die Untergurte waren aus schweißeisernen, verbolzten Kettengliedern gebildet. Die steigenden, gußeisernen Wandstreben (St. II. 17c) besaßen $+$ -förmigen Querschnitt (Fig. 672) und umfaßten den Obergurt mit einer weiten Gabel derart, daß für den Bolzenanschluß der gezogenen, fallenden Flacheisenstreben und der Hängeständer ausreichender Raum im Knoten vorhanden war. Im Untergurt und Obergurt waren kräftige Windverbände angeordnet. Die Fahrbahn lag unmittelbar auf den Kettengliedern des Untergurtes (Fig. 672),

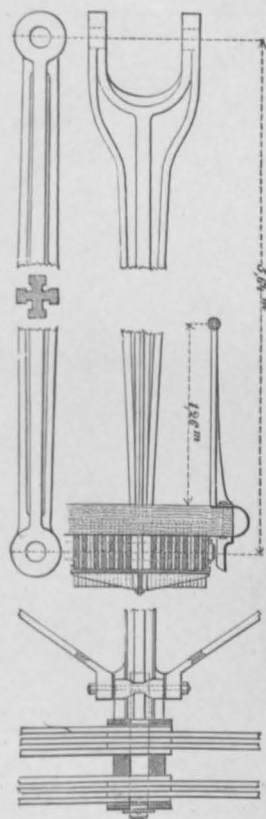


Fig. 672. Druckstreben und Untergurt der Trentbrücke bei Newark. CUBITT. 1851.

²⁸² Dr. Ing. KÖGLER, Zur Geschichte der Fachwerkbrücken. Deutsche Bauz. 1907. S. 554.

was bei starken Durchbiegungen der Holzquerschwellen unter der Last der Züge ein Überanstrengen der innern Kettenglieder und dadurch auch der innern Wandstreben verursachen mußte. Im Jahre 1890 ist die Trentbrücke beseitigt und durch eine flußstählerne Balkenbrücke ersetzt worden. Wie die alte, so besitzt auch die neue Brücke für jedes Gleis je zwei Hauptträger. Diese sind als abgestumpfte Bogensehnenenträger (St. II. 16) mit zweiteiligem Ständerfachwerk ausgebildet worden.

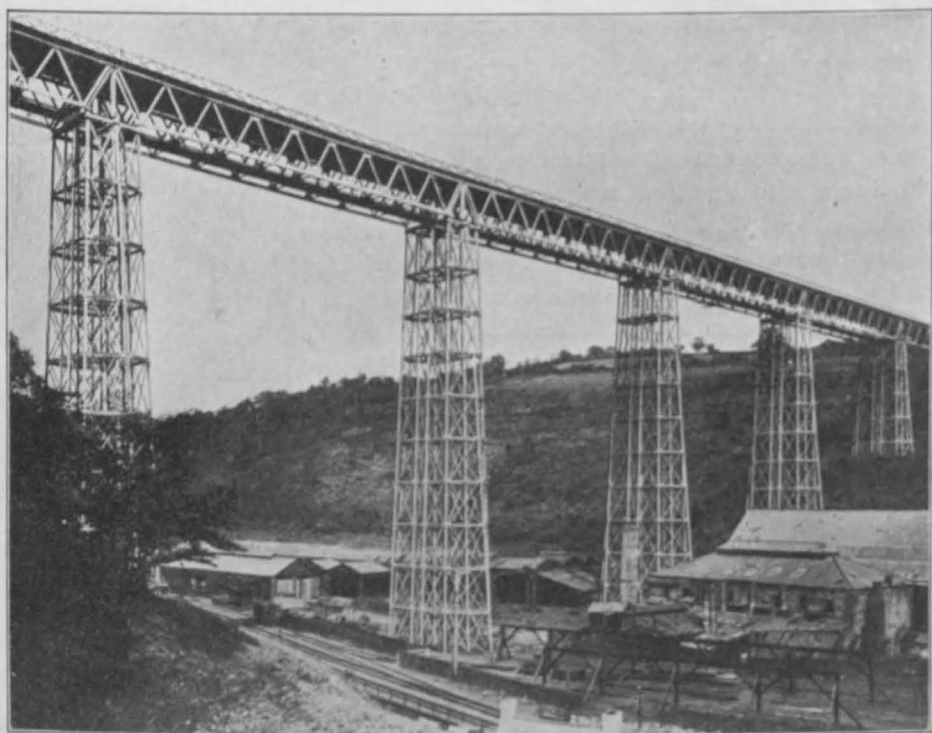


Fig. 673. Die Crumlintonbrücke der Newport-Hereford-Bahn bei Newport in Südwaies.
LITTLE & GORDON. 1853.

Zwei Jahre nach der Vollendung der Trentbrücke (1853) bauten LITTLE & GORDON die ganz aus Schweißeisen hergestellte Crumlintonbrücke bei Newport in Südwaies (Fig. 673), deren Hauptträger im übrigen nach der WARREN-Bauart ausgebildet waren. Die Brücke hat zehn Öffnungen von je 45,72 m Weite von Mitte zu Mitte ihrer Pfeiler und eine Länge von fast 500 m. Die zwischen den Geländern 8,5 m breite Fahrbahn besteht aus dicht aneinander gelegten Bahnschwellen und darüber liegendem zweigleisigen Langschwellenoberbau. Sie wird von vier Hauptträgern derart getragen, daß die beiden mittlern Träger je unter einem innern Schienenstrange zu liegen kommen. Die Gurtquerschnitte der Träger sind hauptsächlich aus lotrecht gestellten Blechstreifen gebildet: Der Obergurt in Gestalt eines unten offenen, oben durch eine Wagerechtplatte geschlossenen Kastens,

der Untergurt *kettenartig* mit drei Reihen von Gliedern, von denen die beiden äußern durch einen offenen wagerechten Schlitz in zwei Teile getrennt sind (Fig. 675).

Die unter 60 Grad geneigten Wandstreben sind, wo sie *fallen*, also *Zug* aufzunehmen haben, kastenartig aus Flacheisen zusammengesetzt. Dagegen haben die *Druckstreben* einen *kreuzförmigen* Querschnitt erhalten (Fig. 675). Die Knotenbolzen sind etwa 15,6 cm stark und zwischen jedem Trägerpaare durch Röhren verbunden, die als Ständer (Steifen) von Windverbänden dienen. Die Stützung der Träger jeder Öffnung erfolgt in den Endknoten des Obergurtes (Fig. 674)

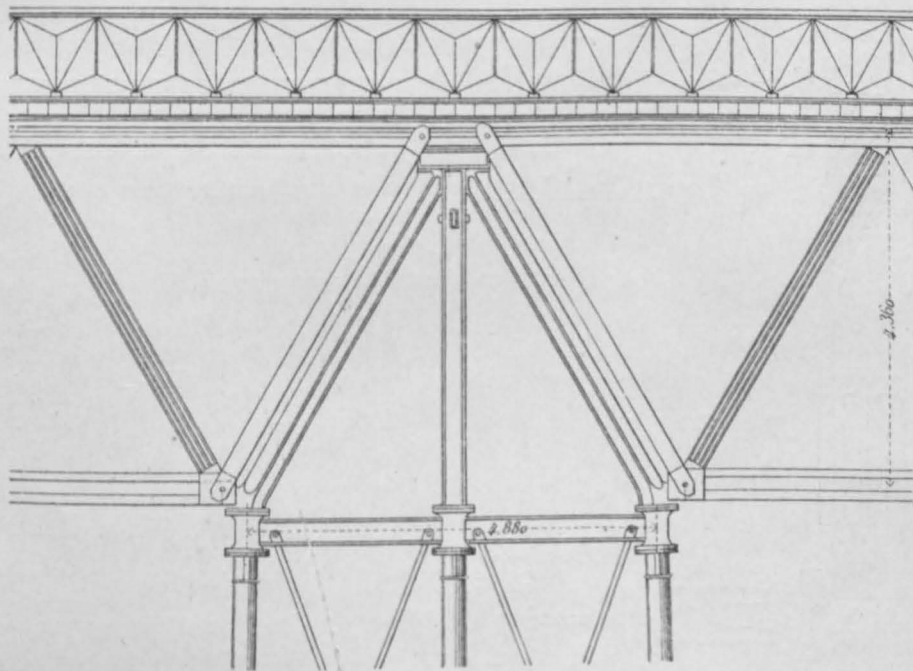


Fig. 674. Ansicht der Hauptträger der Crumlinbrücke über einem Pfeiler.

derart, daß die durch Luftwärmewechsel erzeugten Formänderungen eines Trägers sich ungehindert vollziehen können. Von hoher geschichtlicher Bedeutung sind die *Pfeiler der Crumlinbrücke*. Denn diese sind — abgesehen von 1847—1852 schon benutzten *Schraubenpfählen*, *gußeisernen Säulen* und *Röhrenpfeilern* — die *ersten ganz aus Eisen gebildeten Brückenpfeiler*, die ihrer Gestalt nach heute *Turmpfeiler* genannt werden. Sie haben gußeiserne, hohle Ecksäulen, wagerechte, gußeiserne Querverbände in jedem Pfeilerstockwerk und dazwischen schweißeiserne Andreaskreuze (Fig. 673). Der höchste Pfeiler mißt von der Talsohle bis zu seiner Krone 62 m.

Im Jahre 1866 waren die Knotenbolzen der Gurte schon stark verbraucht, weil die ursprünglichen Stützflächen der Bolzen zu klein waren und deshalb *unzulässige Lochwanddrücke* erhielten. Das ist eine Erscheinung, die zu wiederholten

Malen und bis in die neueste Zeit auch in der Entwicklung der amerikanischen Bolzenbrücken beobachtet worden ist. Bei der Crumlinbrücke beseitigte man den Übelstand durch Vergrößerung der Bolzenstützflächen mit Hilfe von Blechauflagen, die mit den Senkrechtplatten der Gurte und Wandglieder vernietet wurden²⁸³. Man sieht diese Auflagen in der Mitte der Träger auf dem Bilde der Fig. 673. Auch ersetzte man die hölzerne Fahrbahn durch eine eiserne und rückte dabei die beiden Gleisachsen auseinander, um dadurch den äußern und innern Trägern möglichst gleiche Lastanteile zuzuweisen.

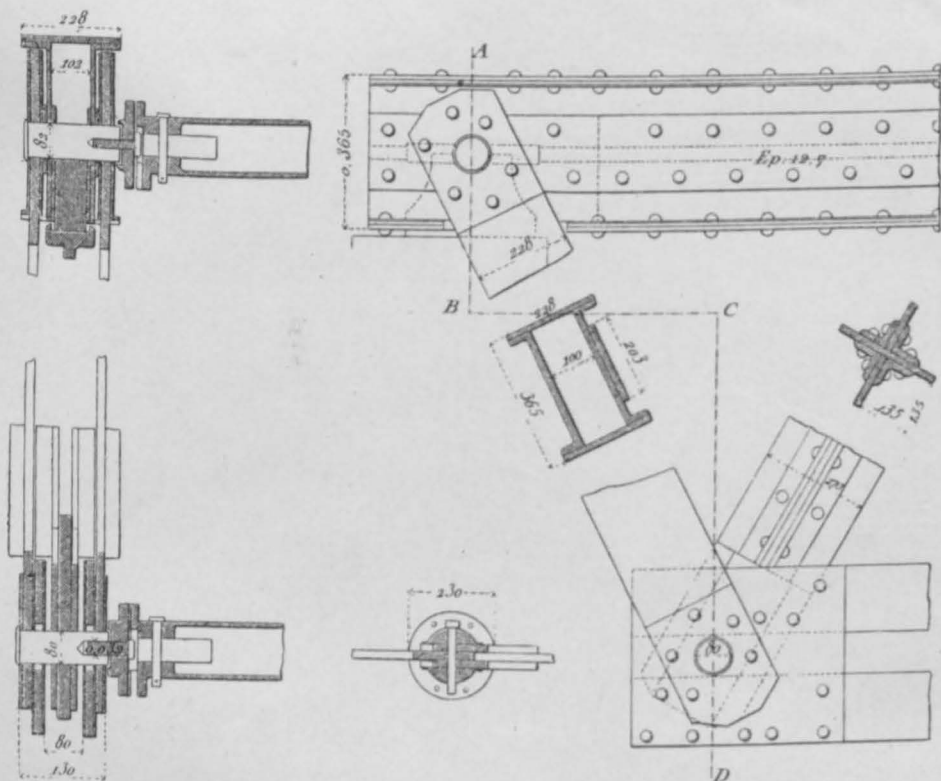


Fig. 675. Einzelheiten der Gurte und Wandglieder der Crumlinbrücke.

6. Als eine Verschlechterung der Parallelträgerbrücken von NÉVILLE sind diejenigen der SCHIFKORN-Bauart anzusehen (Fig. 676—678), obwohl diese seit dem Jahre 1853, namentlich auf österreichischen Eisenbahnen, in großer Zahl gebaut worden sind. Der Ingenieur SCHIFKORN beabsichtigte die hölzernen HOWE-Träger ganz in Eisen nachzubilden, wie das übrigens zweckmäßiger als durch ihn schon etwa zehn Jahre früher in Amerika geschehen war (106). SCHIFKORN beging den Fehler, daß er nicht wie HOWE einfaches Ständerfachwerk mit Gegenstreben (Fig. 82, S. 51) anwendete, sondern ein *mehrfaches Strebenfachwerk*, dessen Druck-

²⁸³ Nach dankenswerten Mitteilungen des Ingenieurs ROBERT E. JOHNSTON in Birkenhead.

glieder, ebenso wie der Obergurt, aus Gußeisen hergestellt waren. Das Gefährlichste der SCHIFKORN-Bauart waren aber die lotrechten, schweißeisernen Spann-
stangen, die nicht allein in den Hauptträgern, sondern auch in den Querträgern
eingelegt waren (Fig. 676), um (wie es im *Gegenfachwerk* notwendig ist) durch
entsprechendes Anschrauben der Spannstangen zu vermeiden, daß in den Guß-
eisengliedern Zugspannungen auftreten konnten. Den Obergurt setzte SCHIFKORN
aus einzelnen von Knoten zu Knoten reichenden Gußstücken zusammen (wie

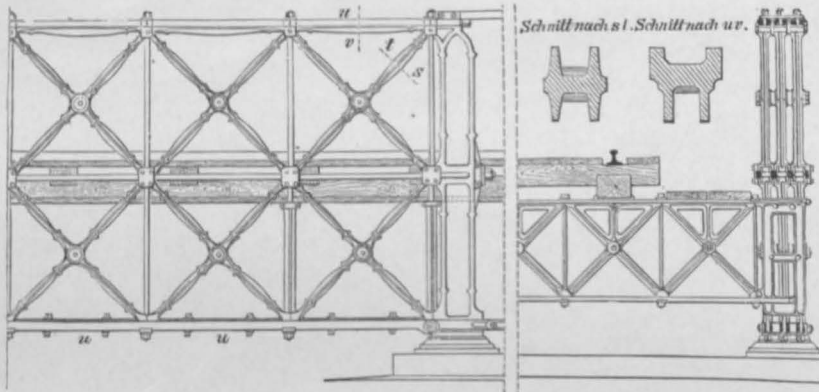


Fig. 676. Ansicht und Querschnitt.

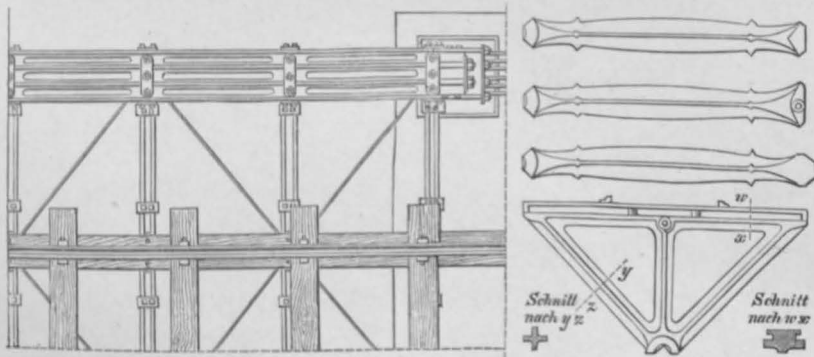


Fig. 677. Grundriß und Wandglieder.

Fig. 676—677. Einzelheiten der ersten SCHIFKORN-Brücke über die Iser bei Rakaus
in der Süd-Norddeutschen Verbindungsbahn. 1858.

NÉVILLE), die zu beiden Seiten von durchlaufenden (an den Endständern zu
spannenden) Längsschienen gefaßt wurden. Auch die Wandstreben bestanden
aus mehreren durch Schmiedeisenbänder zusammen gehaltenen Stücken. Jeder
Hauptträger war aus zwei bis vier solchen nebeneinander aufgestellten, mit-
einander verbundenen Fachwerkwänden gebildet (Fig. 678). Anfangs rühmte man
in Österreich die SCHIFKORN-Brücken. Man betrachtete es damals noch als einen
Vorteil, daß man bei ihrer Herstellung *keiner Nieten bedürfe*, wie bei den
Gitterbrücken, weil man noch nicht genugsam erfahren hatte, wie sehr gerade

die *Vernietungen* dazu beitragen, den eisernen Brücken ihren hohen Sicherheitsgrad zu verleihen. Verbindungen von Gußeisen und Schweißisen durch Schrauben, namentlich wenn deren fester Zusammenschluß und entsprechende Anspannung erst durch *Bewegungsschrauben* erreicht werden kann, sind erfahrungsgemäß wohl bequeme, aber auch höchst gefährliche Herstellungsmittel, weil ihre gehörige Handhabung und entsprechende Wirkung bei Eisenbrücken nicht wie bei einer Maschine dauernd und streng genug überwacht werden kann.

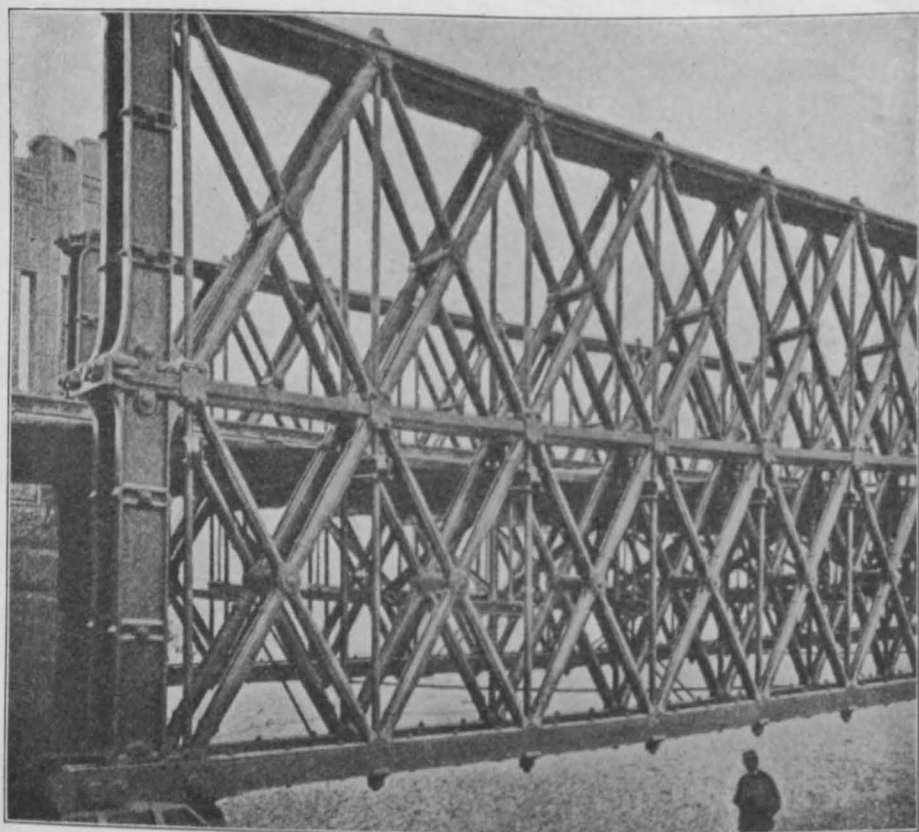


Fig. 678. Eine Öffnung der eingestürzten SCHIFKORN-Brücke über den Pruth bei Czernowitz. 1868.

Die Gegner der SCHIFKORN-Brücken, unter denen HORNPOSTEL und PRESSEL — zwei hervorragende österreichische Eisenbahner — in erster Reihe standen, sollten mit ihren Befürchtungen für den Bestand jener Brücken bald und nur zu sehr Recht behalten. Seit 1858, wo die erste SCHIFKORN-Brücke über die Iser bei Rakaus (Fig. 676 u. 677) mit sieben Öffnungen von je 24 m Weite gebaut wurde, hatten sich diese Brücken auf den österreichisch-ungarischen Bahnen bald stark vermehrt. Auch andere Bahnen standen im Begriff, sie einzuführen. Selbst mit England und Amerika hatte SCHIFKORN darüber Verhandlungen angeknüpft. Da erfolgte am 4. März 1868 der Einsturz einer 57 m weiten Öffnung der

Pruthbrücke bei Czernowitz in der Lemberg-Czernowitzer Bahn (Fig. 678). Dieses Ereignis bereitete der Siegeslaufbahn der SCHIFKORN-Brücken, von denen in Österreich allein damals schon etwa 150 Stück im Betriebe der Eisenbahnen lagen, ein jähes Ende. Aber erst 1894 verschwand die letzte Brücke dieser Bauart, die Elbebrücke der Böhmisches Nordbahn bei Tetschen, um durch eine Fachwerkbrücke ersetzt zu werden.

103. Der Bau der alten Weichselbrücke bei Dirschau und Nogatbrücke in Marienburg (1844—1857).

1. Wie geschildert wurde, entwickelten sich zur Zeit der Einführung der Blechträger auch die gegliederten Parallelträger, anfangs noch unter vielfacher Verwendung des Gußeisens, besonders bei den NÉVILLE- und SCHIFKORN-Trägern. Die großartigsten Beispiele von engmaschigen Parallel-Gitterträgerbrücken, seinerzeit in der technischen Welt als Meisterwerke der Brückenbaukunst bewundert, bieten die



Fig. 679. Relief am Westportal der alten Dirschauer Brücke.

alten Brücken über die Weichsel bei Dirschau (Fig. 680) und über die Nogat bei Marienburg, für welche die Vorarbeiten schon 1844 ins Werk gesetzt wurden, also zu einer Zeit, wo die Britanniabrücke (Fig. 649) noch nicht eröffnet und man im Balkenbrückenbau über eine Weite von etwa 200 Fuß (63 m) noch nicht hinaus gekommen war.

Man plante in Dirschau anfangs eine Hängebrücke, die, wenn auch nicht mit ganzen Eisenbahnzügen, so doch mit einzelnen Lokomotiven befahren werden konnte. Deshalb nahm man — um die den damaligen Hängebrücken eigene große Beweglichkeit zu vermindern — große Öffnungen von 158 m Weite in Aussicht. Denn man wußte aus Erfahrung, daß weit gespannte Kettenbrücken bedeutend weniger schwanken als solche von kleineren Weiten. Später aber, als LENTZE, der Erbauer der Brücken (Fig. 681), zusammen mit dem General-Baudirektor MELLIN und dem Direktor der in Dirschau eigens für den Bau errichteten Maschinenbauanstalt, den Britannia-Brückenbau an Ort und Stelle studierte, sah er die folgenreiche Bedeutung der großartigen Schöpfung von

STEPHENSON klar vor Augen. Er ließ deshalb den Entwurf der Hängebrücke fallen und entschied sich für den Bau einer festen Brücke, ohne jedoch die Kastengestalt der Britanniabrücke nachzuahmen. LENTZE wählte eine Gitterbrücke. Bei ihm bestanden allerdings noch Zweifel darüber, ob die Tragfähigkeit eines Überbaues von einer Weite, die noch um 4,4 m größer war, als diejenige der Öffnungen der Britanniabrücke, den Berechnungsannahmen voll entsprechen würde. Deshalb befürwortete er anfangs die Erbauung einer *Probeöffnung* in ganzer Größe, die im Jahre 1851 auf dem Werkplatze in Dirschau belastet werden sollte. Als ihm aber der Inhalt des am 15. März 1850 von CLARK²⁷¹ in

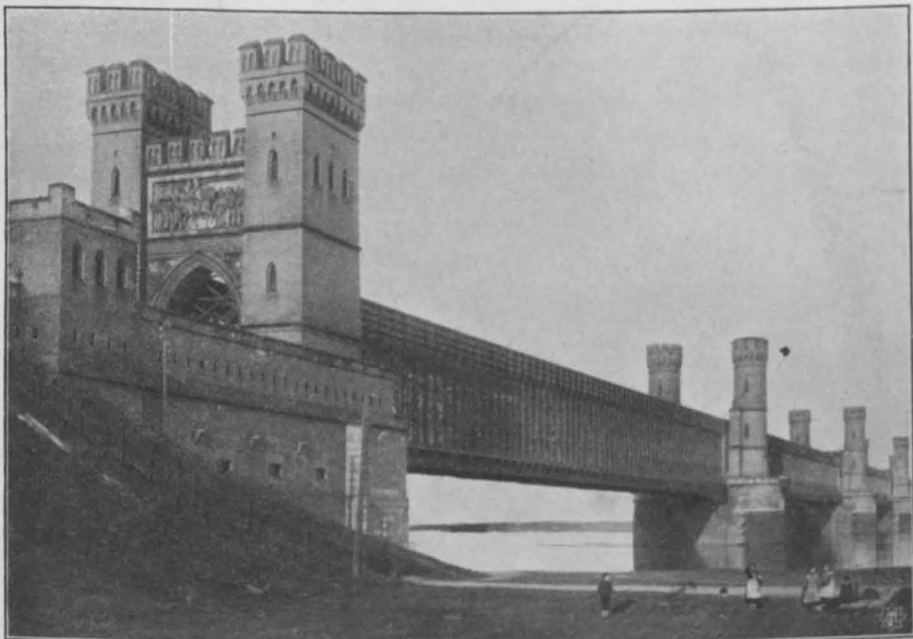


Fig. 680. Alte Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Dirschau. 1844—1857.

London gehaltenen Vortrages über die Vollendung der Britanniabrücke zur Kenntnis kam, hielt er eine Probelastung für entbehrlich, weil nach seiner Ansicht, nach dem Vorgange beim Menai-Brückenbau, die in der Vernietung der einzelnen Überbauten miteinander liegende Vergrößerung der Tragfähigkeit des Baues ausreichende Sicherheit für die Richtigkeit und das wirkliche Eintreten der Berechnungsannahmen böte²⁸⁴. Mit anderen Worten, LENTZE folgte dem beim Bau der Menai-Brücke gegebenen Beispiele und entschloß sich danach zur Herstellung von *über je zwei Öffnungen durchgehenden Balkenbrücken*. Die Dirschauer Brücke erhielt sechs Öffnungen von je 131 m und die Marienburger Brücke zwei Öffnungen von je 103 m Stützweite.

²⁸⁴ MEHRTENS, Zur Baugeschichte der alten Eisenbahnbrücken bei Dirschau und Marienburg. Zeitschrift für Bauwesen. 1893. S. 97 u. 343.

2. Als im Juli 1847 infolge von politischen und finanziellen Verlegenheiten ein königlicher Befehl zur Einstellung der Brückenbauarbeiten erging, waren auf den Dirschauer Werkplätzen und besonders bei den Deichbauten und der Nogatabdämmung an der Montauer Spitze insgesamt bereits 7700 Arbeiter beschäftigt. Für den Bau der großen Weichselbrücke war der erste Spatenstich bereits am 8. September 1845 getan worden. Deshalb waren zahlreiche Einrichtungen und Baulichkeiten teils fertig gestellt, teils noch im Werden begriffen. Auch waren bereits viele Baumaschinen beschafft oder bestellt und über die Lieferung von Steinen, Hölzern und andern Materialien Verträge abgeschlossen. Beim Dorfe Kniebau war eine große Ziegelei errichtet, in der 200 Arbeiter tätig waren und wo schon vier Millionen Ziegel, die Hälfte noch ungebrannt, fertig lagen. Die meisten Anlagen zur eignen Gewinnung von Zement, zum Bereiten des Mörtels und Betons, sowie zum Instandhalten der Baugeräte, waren fast vollendet. Ferner war, um die rechtzeitige eigene Herstellung der eisernen Überbauten möglichst sicher zu stellen, *seitens einer Privatgesellschaft* eine Maschinenbauanstalt nebst Eisengießerei in Dirschau gebaut worden, sowie auch der Bau eines Schmiede- und Werkstattgebäudes auf dem künftigen Bahnhofe Dirschau in der Ausführung begriffen. Der Befehl zur Einstellung der Bauten traf gerade zur selben Stunde ein, als die Mitglieder des Bauausschusses in der Maschinenbauanstalt versammelt waren, um im Beisein der Techniker der Anstalt *den ersten Eisenguß zu vollführen*

und das Einfließen in den *eingeformten Guß* »Glückauf« zu erwarten. Welch niederdrückende Gedanken und Stimmungen mögen in den Gemütern der zum großen Werke so froh bereiten Männer in jener traurigen Stunde wohl Raum gewonnen haben? Der unfreiwillige Aufschub des Brückenbaues dauerte bis zum Jahre 1850. Im Jahre 1851 (am 27. Juli) fand die feierliche *Grundsteinlegung* durch den König FRIEDRICH WILHEM IV. am Dirschauer Landpfeiler statt und am 20. Oktober 1855 konnte LENTZE dem Finanzminister v. D. HEYDT auf dem Drahtwege die erste Nachricht von der glücklichen Ausrüstung des eisernen Überbaues der ersten beiden Öffnungen zugehen lassen. Am 12. Oktober 1857 lief der erste Eisenbahnzug über die Brücke.

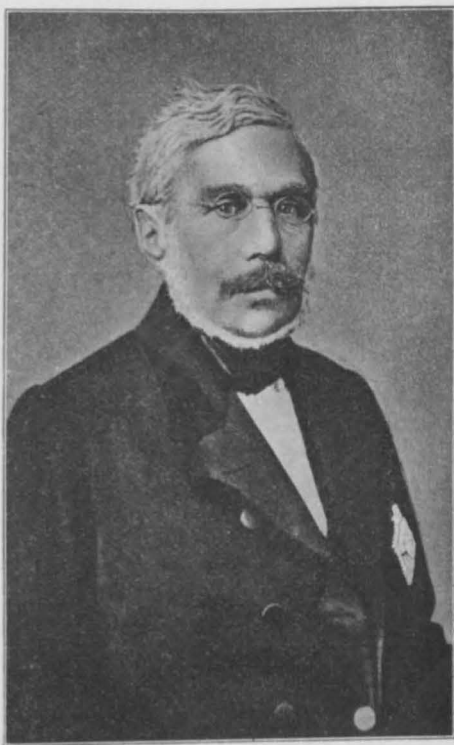
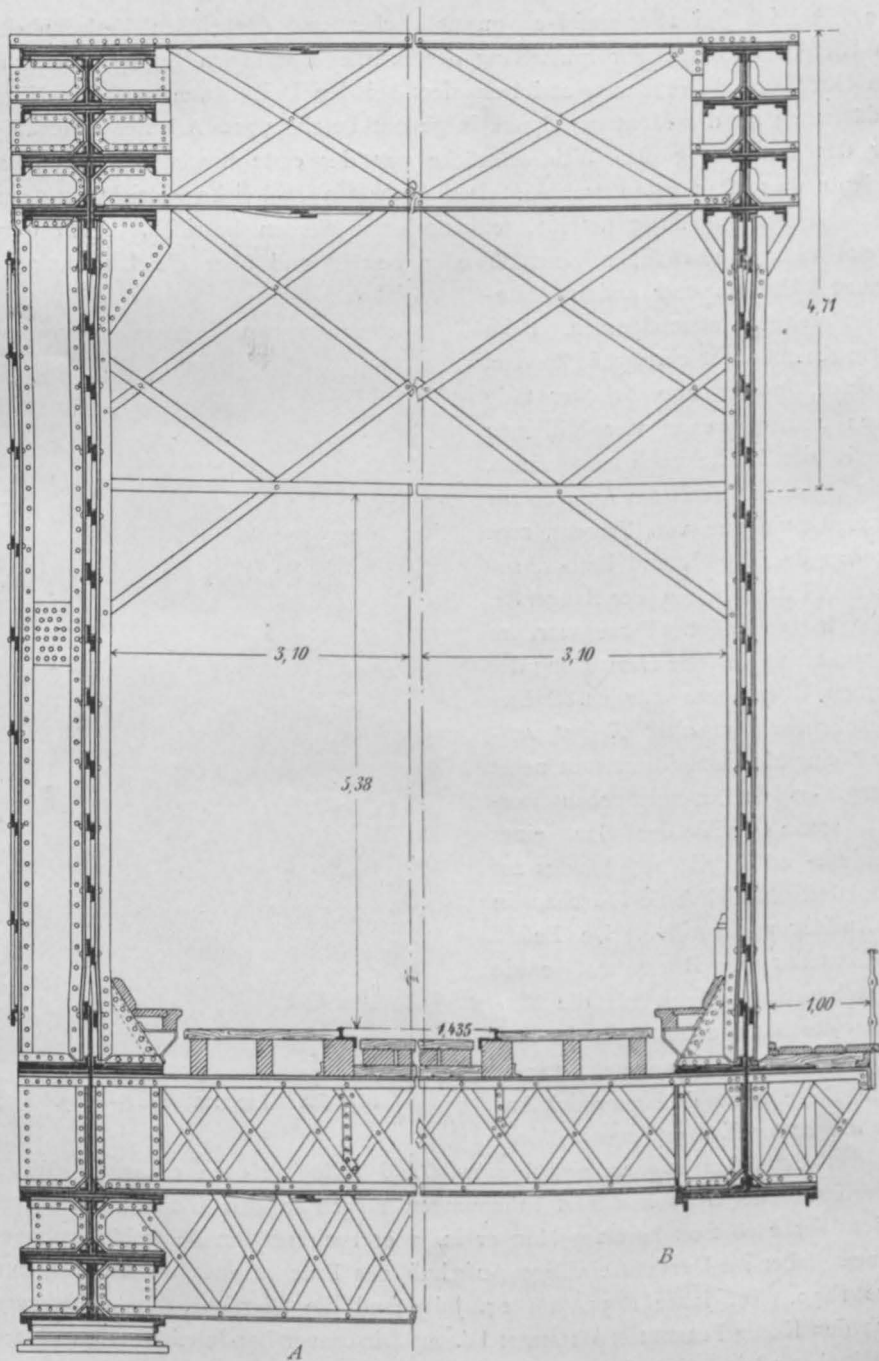


Fig. 681. LENTZE. 1801—1883.



A Querschnitt in der Mitte.

B Querschnitt bei 37 m der Länge.

Fig. 682. Querschnitte der alten Dirschauer Brücke über die Weichsel.

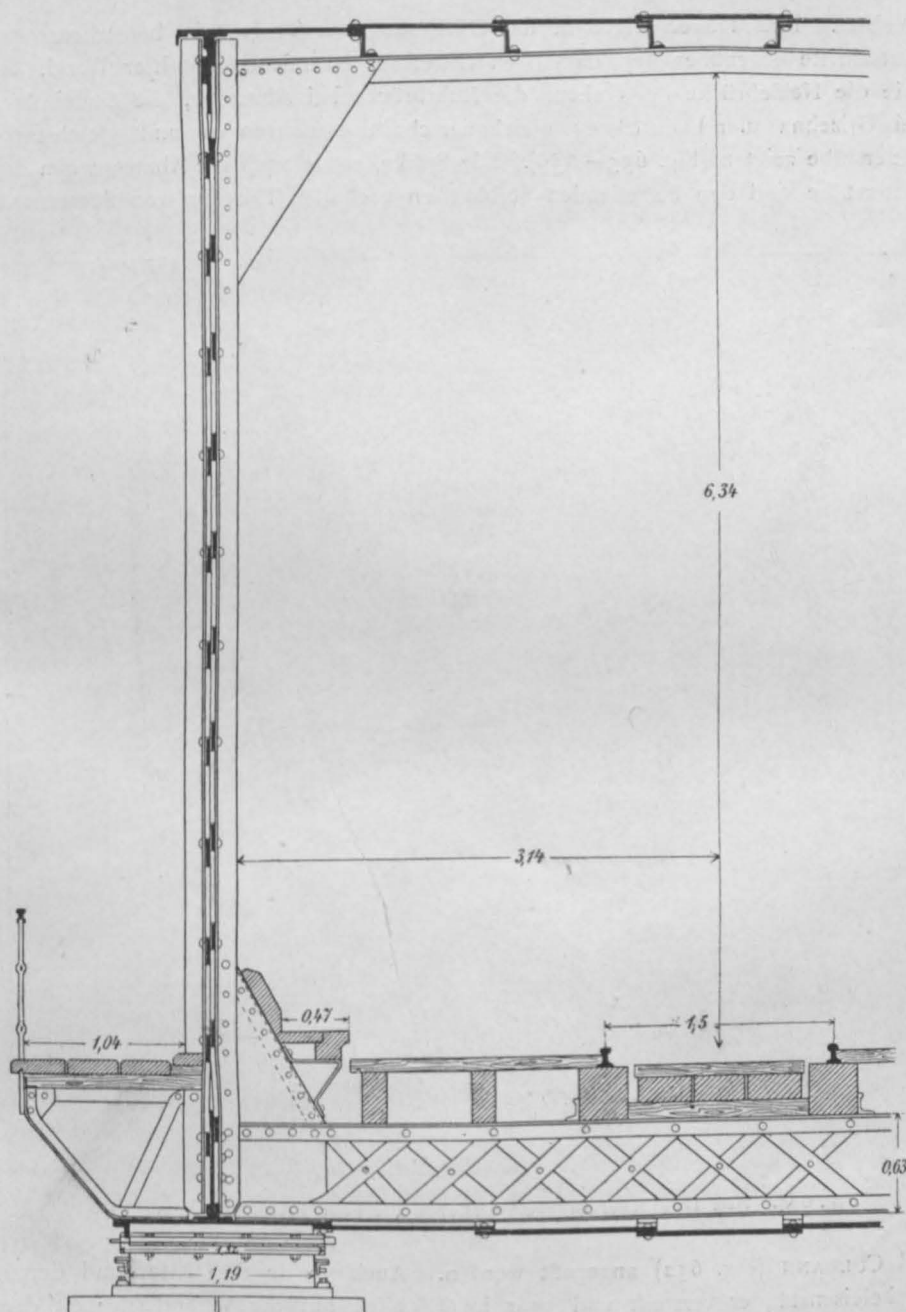


Fig. 683. Querschnitt am Endauflager der alten Marienburger Brücke über die Nogat.

So kamen die Dirschauer und Marienburger Gitterbrücken zur Ausführung in einer Gediegenheit, die heute noch die Bewunderung der Fachmänner erregt. Bei diesen Bauten haben Theorie und Praxis der damaligen Zeit Vollendetes

geleistet. Ihre Träger zeigen in der Gliederung der Tragwände bemerkenswerte Fortschritte gegenüber den damaligen Gitterbrücken mit unverteifter Wand, die (wie die Neißebrücke bei Guben, die Ruhrbrücke bei Altstaden, die Saalebrücke bei Grizohna u. a.) durchweg gleichquerschnittige Gurtungen und gleichstarke Gitterstäbe zeigten (Fig. 653—659). Die Stärke, sowie auch die Abmessungen der Gitterstäbe sind den betreffenden Stabkräften nach den Theorien von SCHWEDLER

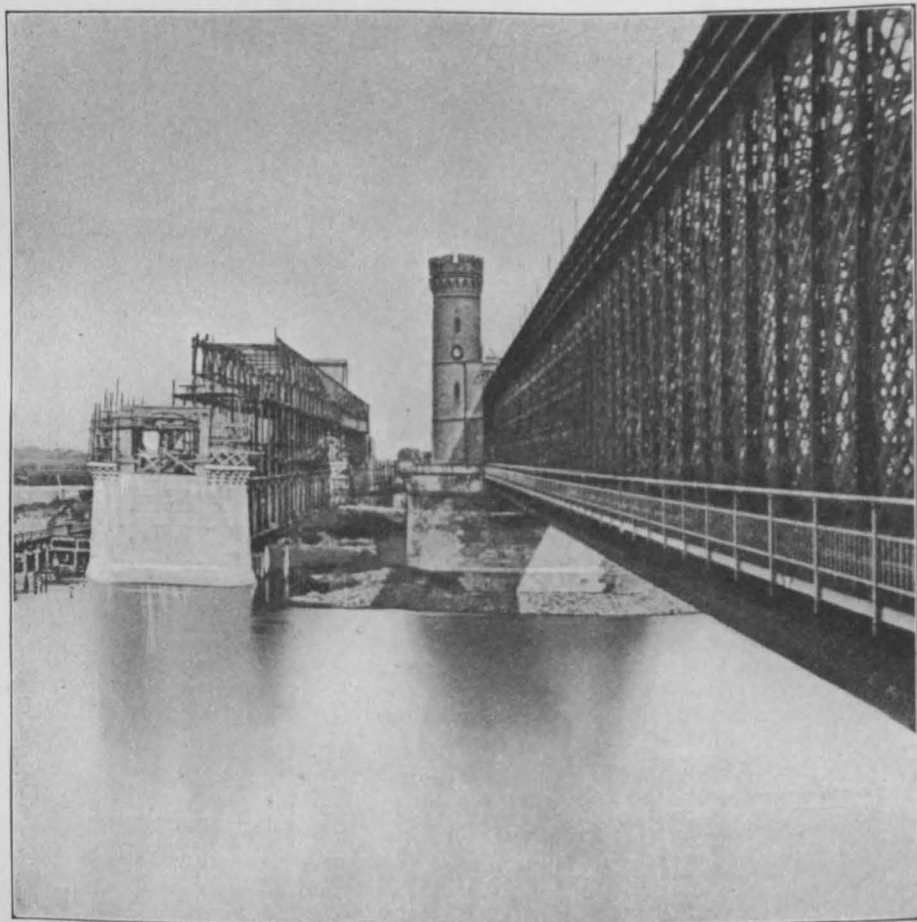


Fig. 684. Alte Dirschauer Brücke. Daneben die neue Brücke im Bau. 1890.

und CULMANN (Fig. 652) angepaßt worden. Auch wurde die Gitterwand durch Winkeleisenständer versteift und zwar im Hinblick auf die Veränderlichkeit der Querkraft derart, daß die Ständer in der Nähe der Lager dichter stehen als in der Trägermitte (Fig. 684). Die Dirschauer Brücke erhielt *offene Zellengurte*, aus Senkrecht- und Wagerechtplatten mit Hilfe von Winkeln gebildet, ferner gitterartige Querträger und gegliederte Querversteifungen über der Bahn (Fig. 682). Außerdem sind *drei* Gitterwindverbände vorhanden, einer unter dem Untergurt

und zwei über und unter dem Obergurt. Dagegen besitzt die Marienburger Brücke *keine* Zellengurte (Fig. 683). In ihren beiden Gurten sind eigentümlicherweise die Wagerecht- und Senkrechtplatten staffelförmig von einer Gitterwand zur andern geführt, wodurch die Gurte Dach- und Windverband zugleich bilden.

3. LENTZE gebührt das große Verdienst, die bis dahin stets bezweifelte Möglichkeit der Überbrückung unsrer großen nordischen Ströme mittels fester Brücken zuerst bewiesen zu haben. Der Mut des hervorragenden Mannes, der mit den vergleichsweise unvollkommenen wissenschaftlichen und technischen Hilfsmitteln seinerzeit die persönliche Verantwortung für das Gelingen des großen Werkes zu übernehmen wagte, verdient die volle Anerkennung der Nachwelt. LENTZE hatte es auch verstanden, eine große Zahl von ausgezeichneten Hilfskräften dauernd



Fig. 685. Die alte Eisenbahnbrücke über den Rhein in Köln. LOHSE. 1859.

um sich zu sammeln. In erster Linie ist des Ingenieurs SCHINZ zu gedenken, der fünf Jahre lang als Vorsteher des technischen Bureau des Bauausschusses alle seine Kräfte dem großen Werke widmete. Der Entwurf der Überbauten, einschließlich aller Berechnungen, war im wesentlichen seine Arbeit. Auch lag ihm die Sorge ob für die Einrichtung der Arbeitsplätze mit samt den Maschinen und Hilfsvorrichtungen zur Aufstellung der eisernen Überbauten. Wahrhaft tragisch war das frühe Ende des genialen Mannes. Seine tief sinnigen Berechnungen waren fertig; das erste Drittel des Eisenwerkes war zusammengesetzt; er hatte bereits genau berechnet, welche Krümmungen der vom Gerüst freigemachte Gitterbalken unter dem Eigengewichte annehmen mußte und erwartete mit großer Spannung die Bestätigung seiner Angaben. Da erlag sein durch geistige Anstrengung und manche Bekümmernis ermatteter Körper am 8. Oktober 1855 plötzlich einem Gehirnschlage. Es war ihm nicht mehr vergönnt, den Triumph seiner Arbeit zu

erleben. Wenige Tage darauf und die Gitter schwebten frei von Pfeiler zu Pfeiler, genau in den Linien, die seine Berechnungen vorher bestimmt hatten.

SCHINZ liegt auf dem Dirschauer Friedhof begraben, im Angesichte der Werke, deren ruhmvolles Gelingen zum großen Teil auch ihm mit zu verdanken war. Ein Denkmal von Granit, das die Staatsregierung ihm setzen ließ, bezeichnet seine Ruhestätte. Die Inschriften des Denkmals lauten in gotischen Buchstaben:

Vorderseite:

RUDOLPH EDUARD SCHINZ

Ingenieur

Geboren in Zürich

am 17. April 1812

gestorben in Dirschau

am 8. Oktober 1855.

Rückseite:

Dem Andenken

an das verdienstvolle Wirken

ihres Mitarbeiters

am Bau der Weichsel- und

Nogatbrücken.

Die Königliche Bauverwaltung.

Als weitere Mitarbeiter von LENTZE sind rühmend zu nennen der Direktor der erwähnten Maschinenbauanstalt H. W. KRÜGER aus Potsdam (1817—1876), ein Ingenieur von nicht gewöhnlicher Bedeutung, der, nachdem er für seinen Beruf auf dem Königlichen Gewerbeinstitut in Berlin vorbereitet war, sein Wissen bei langjähriger praktischer Tätigkeit im In- und Auslande nach allen Richtungen hin vertieft hatte. KRÜGER rief die Dirschauer Maschinenbauanstalt ins Leben und führte in ihr sämtliche für die Brücke erforderlichen großen Eisenarbeiten mit Einschluß vieler Maschinen aus, wobei der Ingenieur RINTELEN und der

Tabelle 24. Vergleich der Gewichte und Kosten der

Nr.	Name der Brücke	Zeit des Baues	Abmessungen					
			Öffnungen			Gesamtlängen des Überbaues		
			An- zahl	Licht- weite m	Stütz- weite m	für 1 Gleis m	für 2 Gleise m	mit den End- pfeilern m
1	<i>Nogatbrücke</i> (eingleisig)	1845—1847 1850—1858	2	97,92	103,00	209,65	—	279,50
2	<i>Weichselbrücke</i> (eingleisig)	1845—1847 1850—1858	6	121,14	130,88	785,28	—	837,30
3	<i>Conwaybrücke</i> (zweigleisig)	1846—1849	1	121,92	125,57	129,23	258,46	184,10
4	<i>Britanniabrücke</i> (zweigleisig)	1846—1850	2 2	140,00 70,10	141,73 71,90	460,50	921,00	558,40

Werkmeister FRANCK ihm tatkräftig zur Seite standen. Bauinspektor SCHWAHN (später Direktor der Mecklenburger Friedrich Franz-Eisenbahn) war der ausführende Baumeister des Platzes. Außerdem haben noch viele tüchtige jüngere Männer dem Werke ihre Kräfte gewidmet. Darunter seien besonders genannt Baumeister MALBERG, der vorher die Kettenbrücke bei Mühlheim a. d. Ruhr (81) gebaut hatte, sowie die gleich ihm bereits verstorbenen Ingenieure ROHDE, STERNBERG, BENDEL und BÖHMER, von denen die drei ersten sich im Brückenbau später noch einen Namen gemacht haben; ROHDE bei den alten Hamburger Elbebrücken, STERNBERG als Professor der technischen Hochschule in Karlsruhe und BENDEL als Leiter des technischen Bureaus der linksrheinischen Eisenbahn in Köln. Auch unter den bei dem großen Werke als Bauführer tätig gewesenem Technikern, wie NIEMANN, MELLIN, A. WIEBE und DIRKSEN, finden sich Namen von bekanntem Klange. LOHSE, der Erbauer der alten Kölner und der alten Hamburger Eisenbahnbrücken (Fig. 685 u. 109), war Leiter des Marienburger Brückenbaues.

4. Über *Kosten und Gewichte* der Brücken, im Vergleich mit denjenigen der Britannia- und Conwaybrücken, gibt die folgende Tabelle 24 Aufschluß.

Ein genauer Vergleich der Kosten der vier Brücken ist nicht möglich, weil die englischen Bauwerke zweigleisig sind, *für je ein Gleis ein besonderer Kasten-träger*, während die deutschen Brücken nur ein Gleis tragen, dabei allerdings so breit zwischen den Trägern angelegt waren, daß sie auch dem Fahr- und Gehverkehr dienen konnten. Wenn man weiter erwägt, daß man (unter gleicher Sicherheit und gleichen Verhältnissen) für die neue *zweigleisige* Weichselbrücke nicht mehr Eisengewicht aufgewendet hat, als für die alte *eingleisige* Brücke, so gibt das einen Anhalt zur Beurteilung des wissenschaftlichen Wertes der Fortschritte, die seit 50 Jahren im Bau eiserner Brücken gemacht worden sind.

Weichsel-, Nogat-, Britannia- und Conwaybrücken.

Eisengewichte				Kosten			Nr.
Gesamtgewicht		auf 1 m Länge		Gesamt- kosten für Eisen und Stein <i>M</i>	auf 1 m Länge		
für 1 Gleis	für 2 Gleise	für 1 Gleis	für 2 Gleise		für 1 Gleis	für die Ge- samtlänge mit Endpfeilern	
t	t	t	t		<i>M</i>	<i>M</i>	
—	—	—	—	2 500 000	11 925	8 945	1
6 546,0	—	8,34	—	11 500 000	14 645	13 735	2
1 522,5	3 045	11,78	23,56	2 966 000	11 470	16 110	3
5 765,0	11 530	12,52	25,04	12 296 000	13 350	22 020	4

5. Ihrer damaligen außerordentlichen Bedeutung entsprechend sind die Weichsel- und die Nogatbrücke auch architektonisch wirksam ausgestaltet worden. Das geschah durch die Anlage von großartigen mit Bildwerken geschmückten *Portalen* auf beiden Ufern (Fig. 680). Die Fig. 679 (S. 543) stellt das von Professor BLÄSER geschaffene, 1861 bei MARCH in Charlottenburg hergestellte Relief am Westportal der Dirschauer Brücke dar²⁸⁵. Das Bildwerk verherrlicht die Eröffnung der Brücke, die allerdings in Wirklichkeit der schweren Erkrankung des Königs FRIEDRICH WILHELM IV. wegen so nicht stattgefunden hat.

Links vom Könige, der zu Pferde sitzt, sieht man zunächst den sich dem Volke zuwendenden Prinzen WILHELM (Kaiser WILHELM I.); dann im Hintergrunde Prinz ALBRECHT, vor ihm Prinz KARL und am weitesten links Prinz FRIEDRICH WILHELM (Kaiser FRIEDRICH III.). Dahinter drängt das Volk, des Segens teilhaftig zu werden, den die Vollendung des großen Werkes dem Lande gewährt. Rechts im Hintergrunde, neben dem Finanzminister v. D. HEYDT, der eine einladende Handbewegung macht, stehen der Generalbaudirektor MELLIN, Geheimer Oberbaurat LENTZE, der Oberleiter des Baues, mit dem Plane in der Hand, und der Regierungs- und Baurat E. WIEBE. Über die Schulter des Ministers blickt der Ingenieur SCHINZ, der große Theoretiker, dem es (wie geschildert) nicht mehr vergönnt war, den Triumph seiner Arbeiten zu erleben. Die beiden andern Köpfe neben SCHINZ stellen den Bauinspektor SCHWAHN (in Uniform) und den oben schon genannten Ingenieur KRÜGER dar.

Die Inschrift unter dem ausdrucksvollen Bilde lautet:

»Unter der Regierung FRIEDRICH WILHELM IV. am XXVII. Juli MDCCCLI gegründet und am XII. Oktober MDCCCLVII dem Verkehr eröffnet.«

Das Bild am östlichen Eingange stellt einen Vorgang aus der Glanzzeit des Ordensstaates unter dem Hochmeister WINRICH VON KNIPRODE († 1382) dar, dessen Gebeine in der Marienburg ruhen. Hoch zu Roß hält der große Hochmeister im Angesicht seines alten Herrschersitzes, des Marienburger Schlosses, und unter seinem Schilde verkünden Priester den alten Preußen das Christentum, führen sie zur Kultur und Wissenschaft, während der gefangene Littauerfürst KEISTUT mit gefesselten Armen ohnmächtig dem ihm verhaßten Treiben zuschaut. Die Inschrift lautet:

»Dem Andenken an die Zeit der Blüte des deutschen Ordens in Preußen unter dem Hochmeister WINRICH VON KNIPRODE.«

Aus Verkehrs- und politischen Rücksichten wurden auf Kosten des Deutschen Reiches und von Preußen neben den alten die jetzigen neuen Brücken erbaut (1889—1891), mit einem Kostenaufwande von 15 Millionen Mark (Fig. 219 u. 221, S. 199 u. 202, Fig. 684). Nach erfolgter Inbetriebnahme der neuen zweigleisigen Eisenbahnbrücken werden die alten Brücken in Dirschau und Marienburg, deren Überbauten (ohne nennenswerte außerordentliche Unterhaltungsarbeiten) bis dahin ihre ursprüngliche ausgezeichnete bauliche Beschaffenheit bewahrt hatten, als Straßenbrücken benutzt.

²⁸⁵ MEHRTENS, Zur Baugeschichte der alten Weichselbrücke bei Dirschau. Zentralblatt der Bauverwaltung. 1902. S. 561.

104. Umrisse und Wandgliederung der europäischen einfachen Balkenfachwerke.

1. Das durch den Bau der Britannia-, Conway- und Torkseybrücken gegebene Beispiel führte bald zu einer ausgedehnten Verwendung der *durchgehenden Träger*. Beim Bau der Weichsel- und Nogatbrücken beschränkte man sich, nach dem Vorbilde der Britannia-Brücke, auf ein Durchgehen der Träger über *zwei* Öffnungen. Die erste über *drei* Öffnungen durchgehende Eisenbrücke war die 1855 von JAMES BARTON erbaute zweigleisige *Eisenbahnbrücke über den Boynefluß bei Drogheda* in der Linie Dublin-Belfast (105). Aber in dem Maße, wie sich die durchgehenden Träger vermehrten, verminderte sich allmählich ihre anfängliche Wertschätzung. Ihre Nachteile, von welchen (unter 105) weiter die Rede sein wird, traten mehr und mehr hervor und führten schließlich zu einer allgemeineren Bevorzugung der einfachen, in nur zwei Punkten statisch bestimmt gestützten Balkenträger (§ 1, 2 [S. 11] u. St. II. 1).

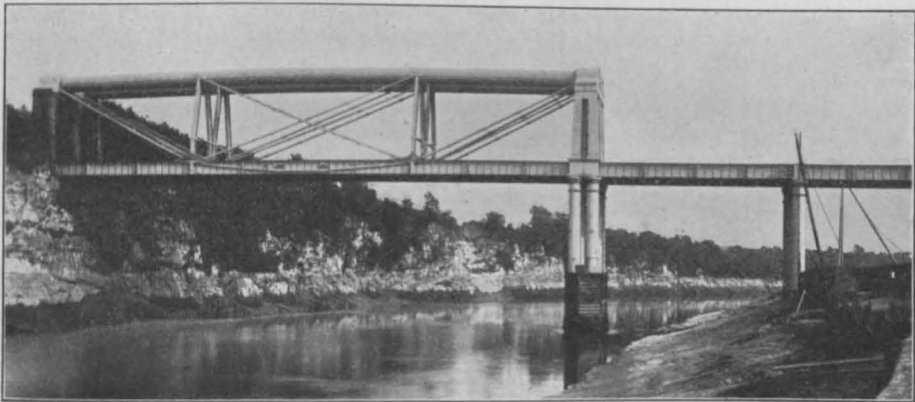


Fig. 686. Eisenbahnbrücke über den Wyefluß bei Chepstow. J. BRUNEL. 1852.

Um die *Entwicklung der Balkenfachwerke* übersichtlich darlegen zu können, wird es notwendig sein, zuerst *Gurtgestalt* und *Wandgliederung* je besonders zu behandeln. Dabei wird auf die bereits gegebenen statischen Grundlagen (St. II. § 3) Bezug genommen. Den Abschluß finden die Darstellungen unter 107 und 108, wo alle hier besonders in Frage kommenden Brückenbauten in Tabellen übersichtlich zusammengestellt sind.

2. Die *Umrisse der gegliederten einfachen Balkenträger* bildeten anfänglich ein *Rechteck*, weil die Gurtlinien parallel und die Endständer senkrecht dazu waren. In Amerika stellte man (1846) zuerst die Endständer schräg, wodurch der Trägerumriß die Gestalt eines *Trapezes* erhielt. Es folgten dann die Trägerformen mit einem geraden und einem gekrümmten Gurte. Das sind die Formen des *Bogenschnentragers* (bow-string beam), von denen diejenige mit unterem krummen Gurte auch *Fischbauchträger* genannt wird. Meistens bildete der krumme Gurt eine Parabel, weshalb man diese Träger auf dem europäischen

Festlande gewöhnlich *Parabelträger* nannte. Ein Parabelträger bedarf aber nicht unbedingt — wie der Bogensehnenträger — eines *geraden* Gurtes; beide Gurte können bei ihm gekrümmt sein, wenn nur die *Trägerhöhe* der bekannten Parabelgleichung entspricht (St. II. 20). Ist dies der Fall, so verlaufen bei gleichmäßiger Vollbelastung des Trägers die sämtlichen Stabkräfte allein durch Gurte und Ständer, so daß alle Streben spannungslos sind. Daraus folgte die Notwendigkeit von *Gegenstreben in allen Trägerfeldern*, falls man einen Spannungswechsel (St. I. 6) in den Streben vermeiden wollte.

Als erste Parabelträger gelten bei vielen die von den Gebrüdern HOFFMANN und C. MADERSPACH (1831—1843) hergestellten Bogenträger über den Csukabach,



Fig. 687. DÉBIA-Träger. 1829.

die Czerna und den Temesfluß in Ungarn (S. 312—318). Diese waren aber ihrer statisch unbestimmten Stützung wegen keine einfachen Balkenträger, sondern nur unvollkommene Bogenträger mit Zugband.

Die Parallelträger gingen demnach den Bogensehnenträgern voraus. Die ersten *Bow-string-girder-bridges* waren wahrscheinlich die 1847—1849 gebauten *Brücken der Blackwall- und Eastern-Counties-Bahn und der Windsorbrücke über die Themse* in einer Verbindung der Great-Western-Bahn²⁶⁸. Der Umriss des *abgestumpften Bogensehnenträgers* ist — soweit bekannt — zuerst bei der von BRUNEL erbauten *Chepstowbrücke über den Weyefluß* (1852) eingeführt worden (Fig. 686).

Träger mit zwei gekrümmten Gurten, *Linsen- oder Fischträger* genannt, gab es in Holz schon im Jahre 1829. Damals baute der französische Ingenieur DÉBIA²⁸⁶ Brücken mit gekrümmten hölzernen Obergurten, zwischen denen senk-

²⁸⁶ Bemerkungen des Herrn PROSPER DÉBIA über das System der unterspannten Balken (Ponts sous-tendus). Dinglers Polyt. Journal. Bd. 34. S. 23. Aus dem »Bulletin des Sciences technologiques«. Juni 1829.

rechte Pfosten und Kreuzstreben eingespannt waren (Fig. 687 B). Solche Träger führte später (1834) auch der hannoversche Oberhofbaudirektor LAVES ein (Fig. 689 bis 699). Eine Vergleichung der DÉBIA- und LAVES-Träger läßt aber die Überlegenheit der erstern erkennen. Denn der ältere LAVES-Träger (Fig. 689) ist nichts weiter als eine Nachahmung der Verbindung eines Bogens mit einem Hängebogen,

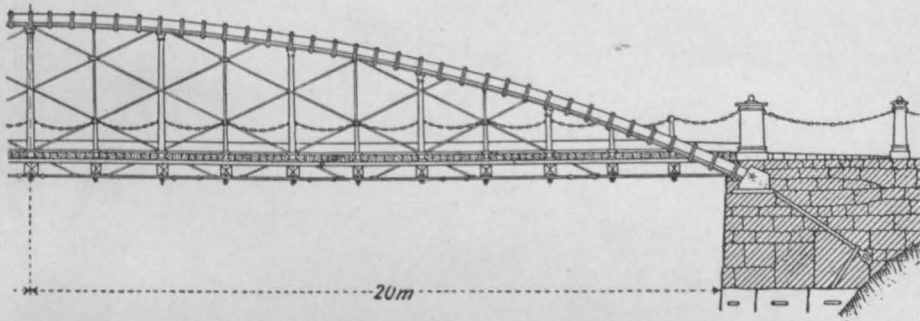


Fig. 688. Bogenträger der Czernabrücke. 1837.

wie sie bereits NAVIER gezeichnet und erläutert hat (Fig. 79, S. 49), ohne Anwendung einer klaren Wandgliederung. Die DÉBIA-Träger zeigen dagegen in ihrer Wand schon Gegenfachwerk und zweiteiliges Strebenfachwerk. DÉBIA erkannte bereits die Notwendigkeit des Einziehens von Kreuzstreben, sobald Ober- und Untergurt weiter auseinander rücken, und gibt als beste Gestalt seines Trägers die Fig. 687 A an. LAVES soll im Jahre 1834 englischen Ingenieuren, darunter BRUNEL, ein Modell

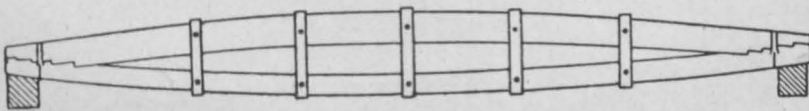


Fig. 689.

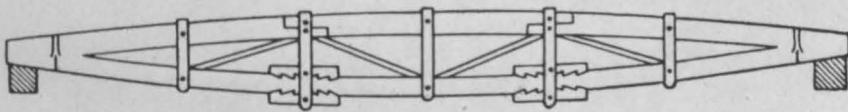


Fig. 690.

Fig. 689—690. LAVES-Träger. 1834.

seines Trägers vorgelegt haben. Deshalb ist es immerhin möglich, daß BRUNEL dadurch veranlaßt wurde, die 139 m weit gespannte, 1854—1859 von ihm erbaute *Saltashbrücke über den Tamar* in der Cornish-Eisenbahn (Fig. 691) mit *Linsenträgern* auszurüsten²⁸⁷. Vorher (1852) hatte BRUNEL als Erster auch schon den Umriß des abgestumpften Bogensehnenträgers eingeführt (Fig. 686). *Die*

²⁸⁷ KÖPCKE, Über Träger von gleichem Widerstande, insbesondere die Anwendung derselben zu Brücken durch den königlich hannoverschen Oberhofbaudirektor LAVES und den königlichen Baudirektor PAULI. Zeitschrift d. Arch.- u. Ing.-Vereins in Hannover. 1858.

ersten *Linsenträger* im Eisenbrückenbau sind aber viel älter als BRUNELS großartiger Träger der Saltashbrücke, auch gleichen sie den NAVIER- oder LAVES-Trägern viel mehr als jene. Diese merkwürdigen ersten Linsenträger besaß eine

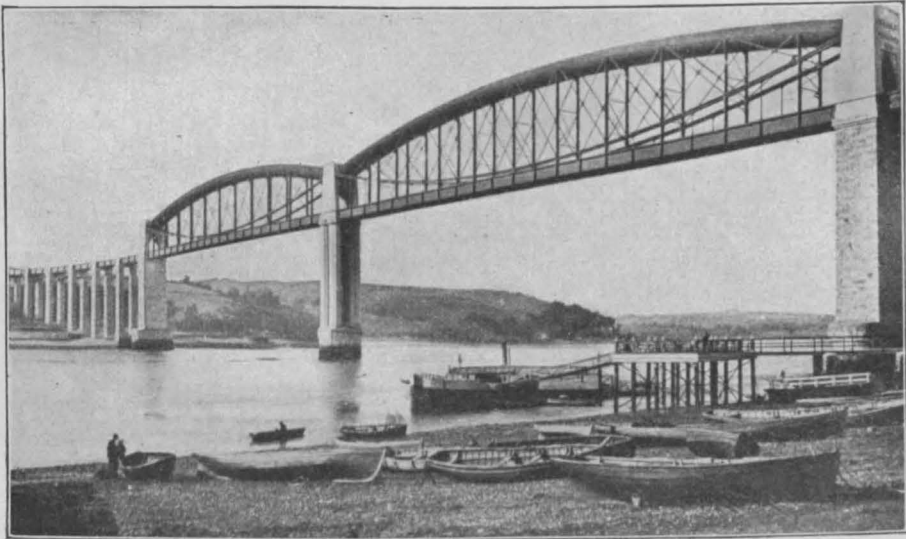


Fig. 691. Eisenbahnbrücke über den Tamarfluß bei Saltash. J. BRUNEL. 1854—1859.



Fig. 692. Eisenbahnbrücke über den Grannless bei West-Auckland in der Eisenbahn von Stokton nach Darlington. GEORGE und ROBERT STEPHENSON. 1825.

in der Fig. 692 dargestellte Brücke aus den Anfängen der Eisenbahnzeit²⁸⁸. Sie ist 1825 auf der Stockton-Darlington-Bahn zwischen Etherly und Brusselton von den beiden STEPHENSON, Vater und Sohn, gebaut worden, besteht *fast ganz*

²⁸⁸ Old Railway Bridge at West-Auckland. Engineer. 1875. II. S. 214.

aus Gußeisen und überbrückt den Grannless, einen Nebenfluß des Wear, in vier Öffnungen von je etwa 4 m Weite. Diese alte Brücke ist eins der bemerkenswertesten Überbleibsel aus den Anfängen des Eisenbahn- und Brückenbaues.

Nach Obigem steht fest, daß der Umriß des Linsenträgers schon zur Zeit NAVIERS bekannt war. Im Eisenbrückenbau erscheint er zuerst in England (1825)

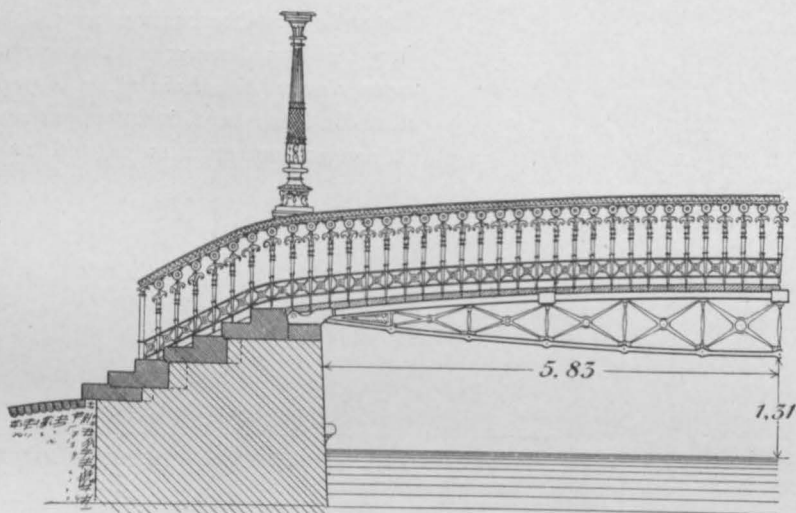


Fig. 693. Ansicht.

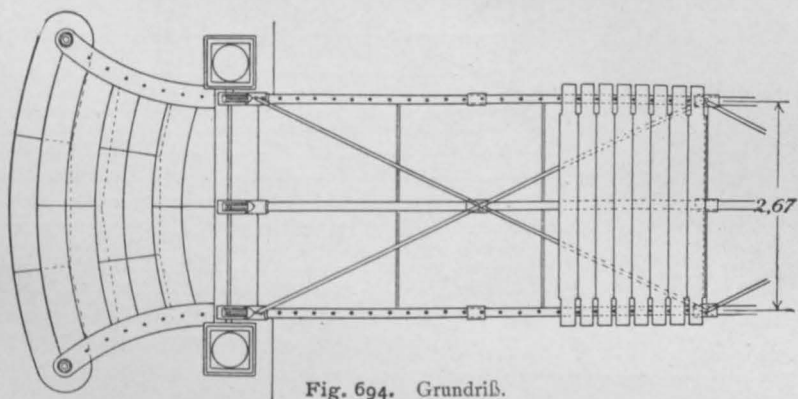


Fig. 694. Grundriß.

Fig. 693—694. Laufbrücke über den Stadtkanal in Potsdam. LAVES. 1842.

beim Bau der Brücke von West-Auckland. 1838 baute man die *erste* eiserne, mit LAVES-Trägern ausgerüstete Brücke. Das war eine *Drehbrücke* über die Mündung des oberländischen Kanales in Bremen. 1839 folgte eine *feste Brücke der LAVES-Bauart* im königlichen Garten zu Herrenhausen in Hannover und 1842 die von PERSIUS entworfene eiserne *Laufbrücke über den Stadtkanal in Potsdam*, zur Verbindung der Kaiserstraße mit dem Wilhelmsplatz (Fig. 693 bis 697). Beide letztgenannten Brücken besaßen aber eigentlich keine einfachen

Balkenträger, sondern vielmehr Bogenträger, deren Bogenschub zwar durch einen gekrümmten Kettenuntergurt aufgehoben wurde, deren Stützung jedoch nach heutigen Begriffen nicht statisch bestimmt angeordnet war (Fig. 693 u. 697).

Im Jahre 1853, also noch vor der Zeit als BRUNEL die Saltashbrücke baute, kam auf der Bayerischen Maximiliansbahn Augsburg-Ulm eine eiserne Brücke zur Ausführung, deren Träger nach dem Entwürfe des Oberbaurates von PAULI hergestellt worden waren. Das war *die erste eiserne Eisenbahnbrücke Bayerns* über die Günz bei Günzburg, mit zwei Öffnungen von etwa 10 m und 12 m

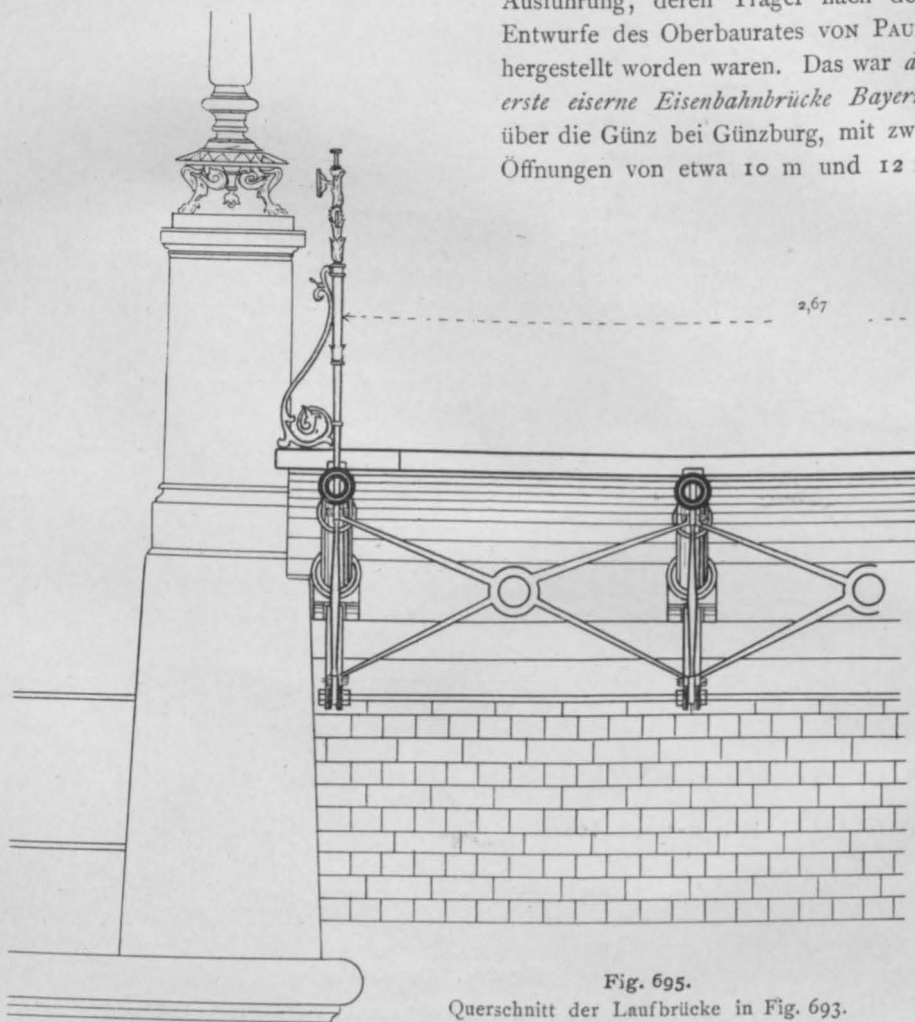


Fig. 695.
Querschnitt der Laufbrücke in Fig. 693.

Weite (Fig. 698—702). Ihre eigentümliche Bauart mit der hölzernen durch Eisen verstärkten Fahrbahntafel, wie sie aus den Fig. 700—702 zu ersehen ist, bewährte sich nicht²⁸⁹. Mitte 1854, während ein Zug über die Brücke fuhr, knickten die Obergurte einer ihrer Öffnungen seitlich aus, ohne daß der Überbau einstürzte. Die Überbauten beider Öffnungen wurden darauf abgetragen, in der Maschinen-

²⁸⁹ MEHRTENS, Der deutsche Brückenbau im 19. Jahrhundert. 1900. S. 55.

fabrik von KLETT & Co. in Nürnberg verbessert und im Mai 1855 dem Betriebe wieder übergeben. 1868 wurden sie endgültig beseitigt und durch Blechträger ersetzt.

Wenn man die ohne besondere Erläuterungen verständlichen baulichen Einzelheiten der Günzbrücke (Fig. 701 u. 702) betrachtet und mit den heute gebräuchlichen vergleicht, so lernt man den Standpunkt der damaligen deutschen Brückenbauer besser verstehen, als durch viele Beschreibungen. Zuerst fällt das *Fehlen aller Formeisen* ins Auge. Bloß Rund- und Vierkanteisen kamen zur Verwendung und demgemäß wurden sämtliche Verbindungen durch Bolzen- oder Schrauben mit Hilfe von gußeisernen Muffenstücken bewirkt. Die Gegenstrebe im zweiten Felde der Hauptträger (Fig. 698) fehlt, ebenso fehlt ein Windverband zwischen den Untergurten. Ein solcher wurde nur notdürftig durch den Dreiecksverband der Querschwellen der Fahrbahn gebildet (Fig. 699). Die Langschwellen unter den Schienen sind erst nachträglich (1856) eingelegt worden. Aus allem dem geht hervor, daß die Knickfestigkeit der Obergurte nicht ausreichend gewahrt war.

Die Träger der Günzbrücke darf man als Vor-

läufer der spätern PAULI-Träger betrachten, die in ihrer vollen Eigenart zum ersten Male bei der 1857 erbauten *Brücke über die Isar bei Großhesselohe*²⁹⁰ auftraten (Fig. 703) und ihre größte Stützweite — 105 m — bei der von GERBER gebauten Rheinbrücke der hessischen Ludwigsbahn bei Mainz erreicht haben. Der *Linsenträger* umiñ der PAULI-Träger entsteht aus der Forderung gleichgroßer Grenzwerte für die Stabkräfte eines jeden der beiden Gurte. Aus gleichen Gründen, wie beim Parabelträger, erfordert der PAULI-Träger Gegenstreben in allen Feldern, wenn ein Spannungswechsel in den Streben ausgeschlossen werden soll.

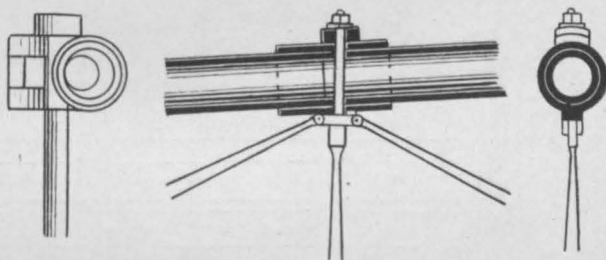


Fig. 696. Obergurtschnitte.

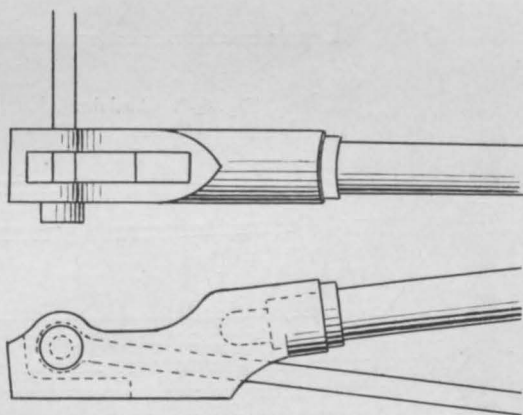


Fig. 697. Verbindung von Ober- und Untergurt.

Fig. 696—697. Einzelheiten der Laufbrücke in Fig. 693.

²⁹⁰ GERBER, Die Isarbrücke bei Großhesselohe. Allg. Bauz. 1859. — Die Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Mainz. 1863. — Über Berechnung der Brückenträger nach System PAULI. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ingenieure. 1865.

Der Umriß des abgestumpften Linsenträgers wurde von SCHWEDLER (Fig. 242, S. 219) erdacht und schon 1851 von ihm für die Träger der Rheinbrücke in Köln vorgeschlagen. Später ist diese Trägerart durch SCHWEDLER bei den bedeutendsten Eisenbahnbrücken des preußischen Staates zu hoher Geltung gelangt;

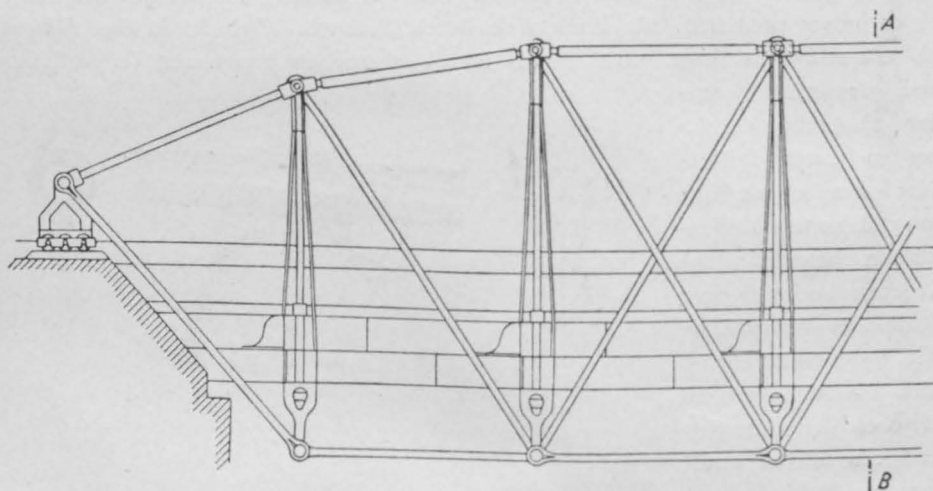


Fig. 698. Ansicht.

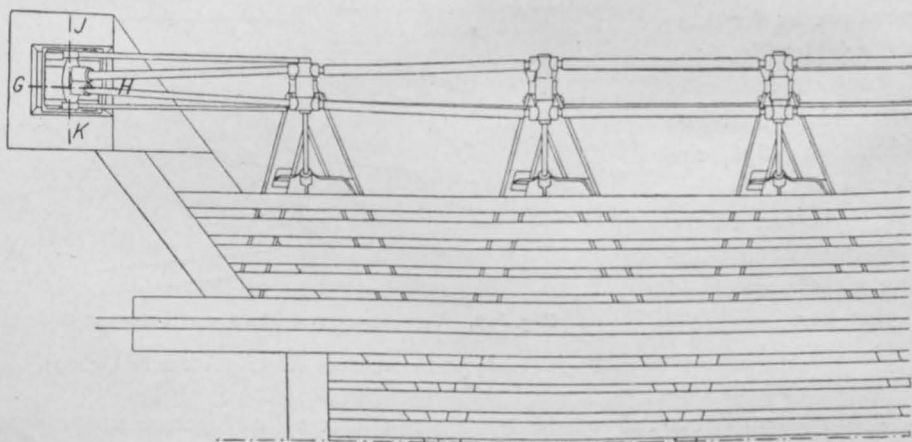


Fig. 699. Grundriß.

Fig. 698—699. Brücke über die Günz bei Günzburg. Linie Augsburg-Ulm. 1853.

zuerst 1872—1875 bei der Memelbrücke in Tilsit (Fig. 704) und zuletzt 1889 bis 1891 bei den neuen Brücken über die Weichsel bei Dirschau und die Nogat bei Marienburg (Fig. 219, S. 199; Fig. 221, S. 202; Fig. 705). Bei der Verbindung der Gurtenden über den Stützen zeigen SCHWEDLERS abgestumpfte Linsenträger mit unten angehängter Fahrbahn, verglichen mit den Linsenträgern PAULIS, insofern einen Vorteil, als die regelrechte Zusammenführung und Stützung der

scharfen Spitze der PAULI-Träger nicht unbedeutende Schwierigkeiten macht, während zwischen den Enden der beiden abgestumpften Linsenträger nur ein kräftiger Kreuzverband eingelegt zu werden braucht.

In seiner allgemeinen *Theorie der Balkenfachwerke* (1851) entwickelte SCHWEDLER²⁹¹ aus bestimmten Bedingungen für die Grenzwerte der Wandstäbkräfte verschiedene Trägerumrisse, darunter die *Parabel*, sowie die Umriss des Bogensehnen-

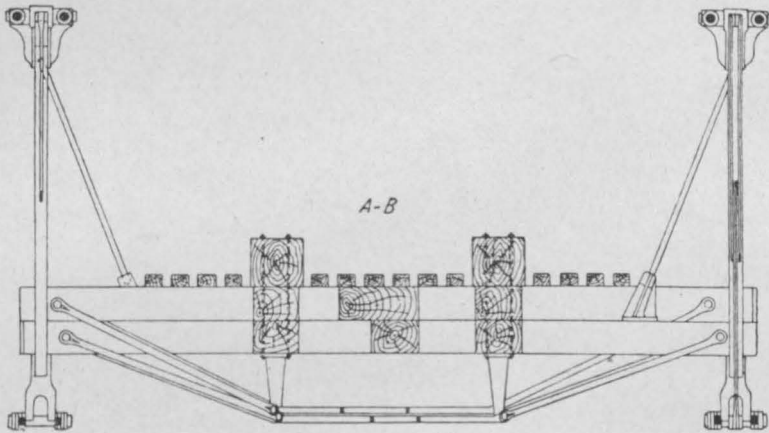


Fig. 700. Querschnitt A B der Fig. 698.

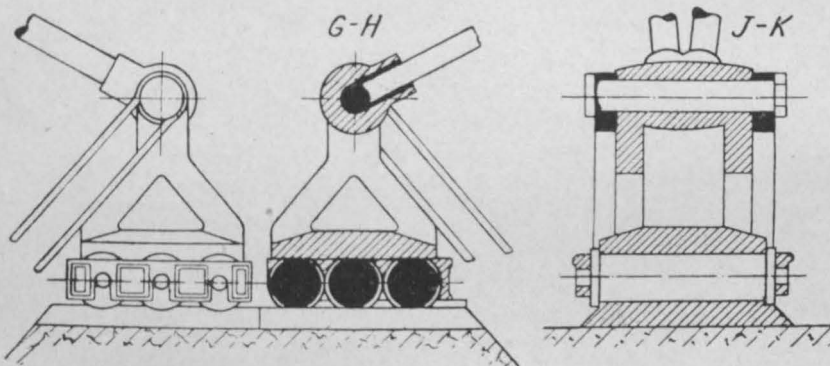


Fig. 701. Lager in Fig. 699.

Fig. 700—701. Querschnitt und Lager der Günstbrücke in Fig. 698 und 699.

und des Fischbauchträgers. Weil aber der Parabelträger in allen seinen Feldern Gegenstreben (St. 20b) erfordert, schlug SCHWEDLER (1861) vor, bei Bogensehnenträgern größerer Weite zweiteiliges *Strebenfachwerk* einzulegen²⁹². Später kam er auf den Gedanken, den Obergurt dieser Träger derart zu krümmen, daß selbst bei ungünstigster Laststellung keine Hauptstrebe des Ständerfachwerkes einen

²⁹¹ SCHWEDLER, *Theorie der Brückenbalkensysteme*. Zeitschr. f. Bauw. 1851.

²⁹² SCHWEDLER, *Der eiserne Überbau der Brahebrücke bei Czersk*. Zeitschr. f. Bauw. 1861. Mehrrens, *Brückenbau*. I.

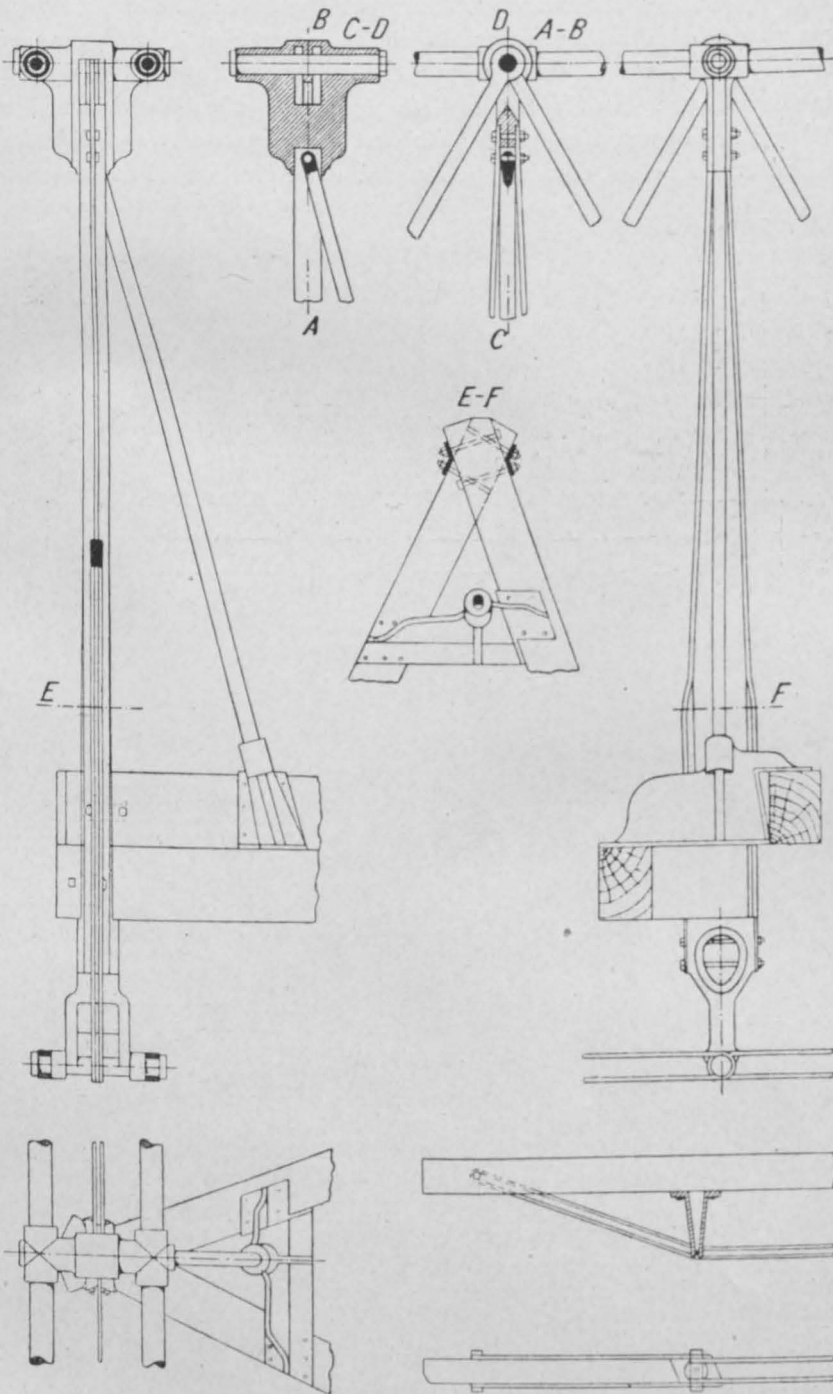


Fig. 702.

Einzelheiten vom Bau der Günzbrücke in Fig. 698—700.

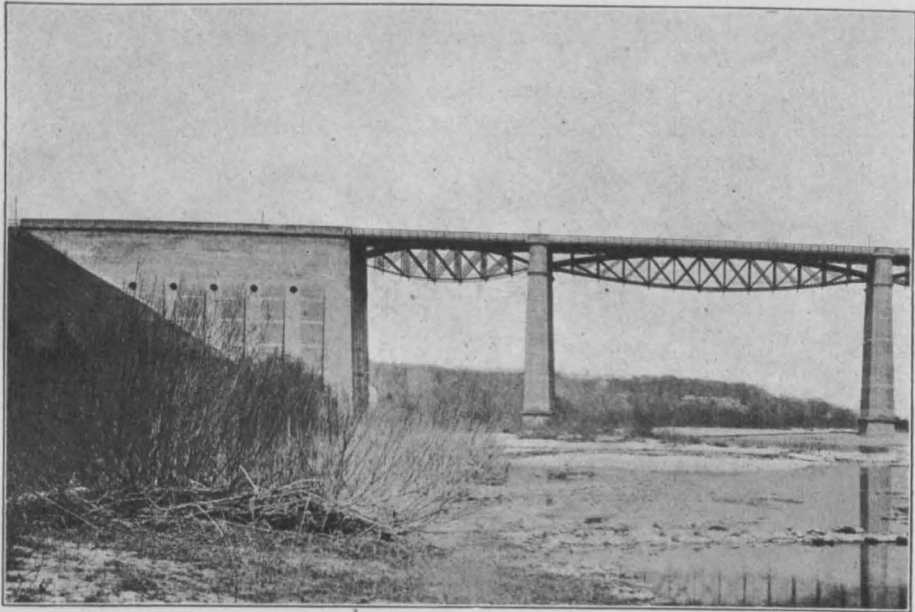


Fig. 703. Isarbrücke bei Großhesselohe in der Linie München-Rosenheim-Salzburg.
GERBER. 1857.

Druck erfahren konnte. So entstand der SCHWEDLER-*Träger* (St. II. 20b), dessen Obergurt theoretisch aus zwei Hyperbelstücken zusammen zu setzen ist (Fig. 706). Ein solcher Hyperbelträger würde aber in seinen mittleren Feldern unschön aussehen, deshalb ersetzte SCHWEDLER diese Felder durch ein Parallelträgerstück,

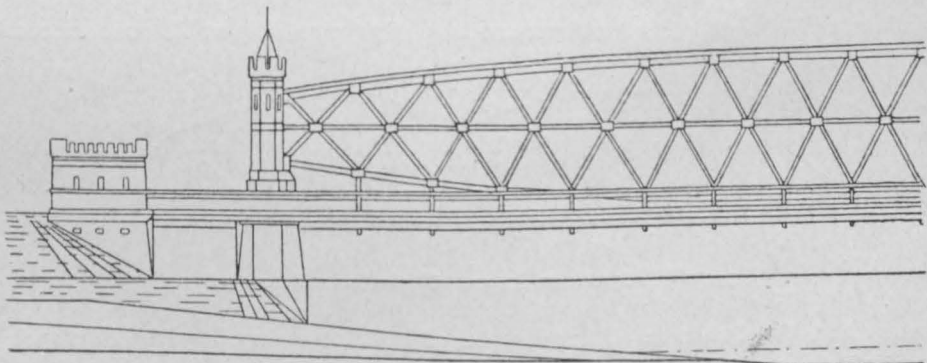


Fig. 704. Memelbrücke bei Tilsit. SCHWEDLER. 1872.

das also mit Gegenstreben auszurüsten war. Man rechnet die Einführung der SCHWEDLER-*Träger* gewöhnlich vom Bau der *Weserbrücke bei Corvey*, also vom Jahre 1863, ab, obwohl die Umrisse der Trägerenden dieser Brücke keine Hyperbeln, sondern Parabeln sind. Erst die Träger der *Elbebrücke bei Hämerten* in der Berlin-Lehrter Eisenbahn (1868) zeigen den genaueren theoretischen Umriß (108).

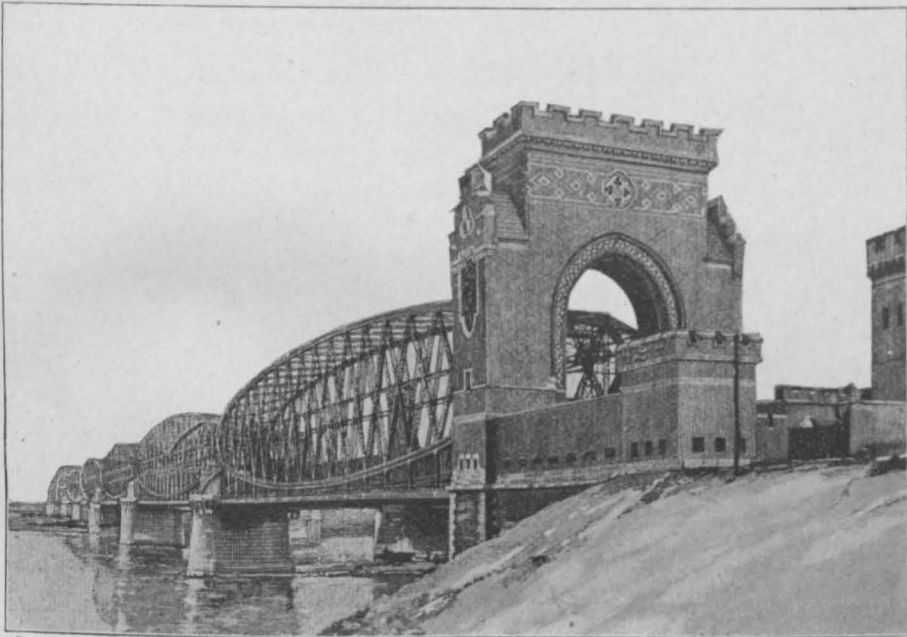


Fig. 705. Neue Eisenbahnbrücke über die Weichsel. 1889—1891.

Die SCHWEDLER-*Träger* haben sich in der ganzen Welt außerordentlich verbreitet, wenn auch nach allgemeinem Urteile ihr Aussehen wenig befriedigend wirkt. SCHWEDLER selbst hat dies (1868) auch vorurteilsfrei anerkannt und geraten, die Obergurtlinie nicht zu streng der theoretischen Form nachzubilden, sondern eine andere passende Linie dafür zu setzen. LAISSLE wählte für die SCHWEDLER-Träger der Kolomakbrücke bei Kremenschug (1871) eine Ellipse; HÄSELER ersetzte

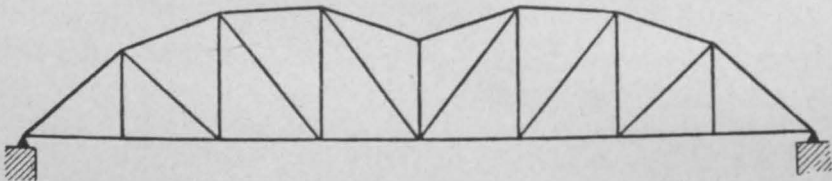


Fig. 706. SCHWEDLER-Träger. Theoretische Form. 1863.

das gerade Mittelstück des Obergurtes bei den Trägern der *Dömitzer Elbebrücke* in der Bahnstrecke Wittenberge-Buchholtz durch einen flachen Bogen (1872).

3. In der heutigen Wandgliederung der *Fachwerke* werden (St. II. § 3) zwei *Scharen* von Wandstäben unterschieden, die steigenden und die fallenden, durch welche eine Kraft von einem zu dem andern Gurte übertragen wird. In jedem Gurtknoten steht die Mittelkraft der dort anstoßenden Gurtstabkräfte im Gleichgewicht mit den beiden Wandstabkräften. Daraus folgt, daß die in einem Gurtknoten mündenden beiden Wandstäbe, von denen jeder einer andern Schar

angehört, *immer in verschiedenem Sinne beansprucht werden*. Auf diese wichtige Erscheinung hat man bei der baulichen Anordnung der ersten gegliederten Trägerwände (102) insofern keine Rücksicht genommen, als man die Stäbe *beider* Scharen mit Hilfe von Flacheisen im Querschnitte gleichartig ausbildete. Erst später ist man dahin geführt worden, die *Zug-* und *Druckstäbe* der Wand nicht allein statisch, sondern auch baulich durch entsprechende Wahl ihrer Querschnittsformen voneinander zu unterscheiden.

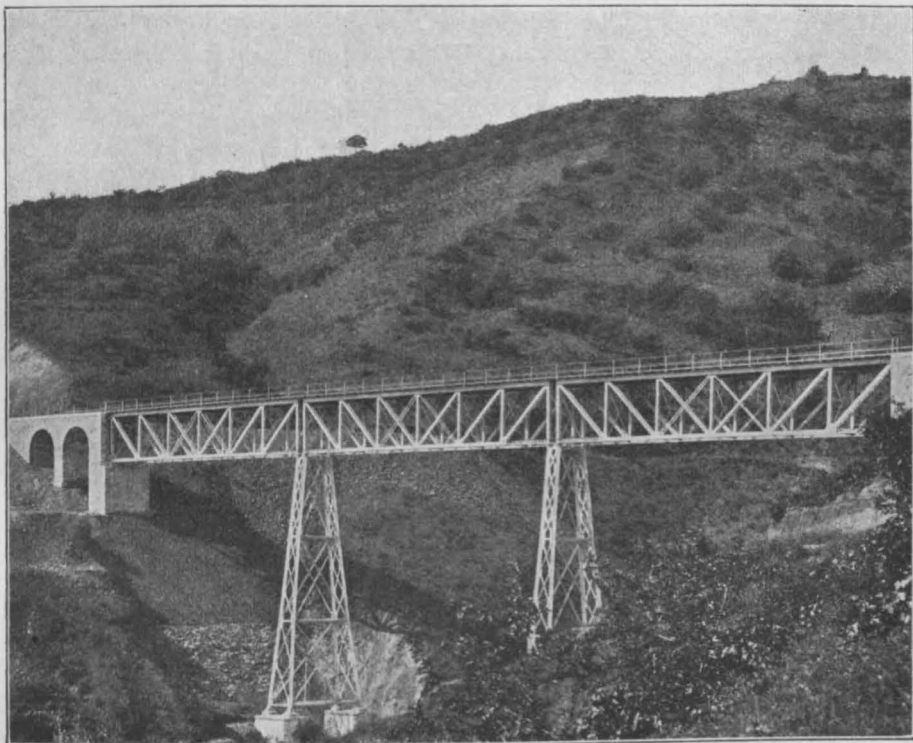


Fig. 707. Yaila Talbrücke der Anatolischen Eisenbahn. 92 m lang. Gegenfachwerk.
1896.

Im allgemeinen heißen alle Wandstäbe *Streben*. Man nennt sie jedoch *Ständer*, wenn ihre Stabachse parallel zur Richtung der Trägerlasten läuft. Danach ist das Trägerfachwerk entweder ein *Strebenfachwerk* oder *Ständerfachwerk* und die von den Stützpunkten auslaufenden Stäbe sind entweder *Endständer* oder *Endstreben*. Ein Fachwerk, in welchem von einem Endständer- oder Endstrebenknoten nur *ein einziger Stabzug* verläuft, heißt ein *einteiliges*. Kommt dazu noch ein zweiter in gleicher Art verlaufender Stabzug, der aber mit dem ersten nicht zusammenfällt, so entsteht das *zweiteilige* Fachwerk.

Man unterscheidet *einteilige* und *mehrteilige* Wandgliederungen. In der einteiligen Wand kommen keine Stabkreuzungen vor, sie zeigt also stets ein *Dreieckstabwerk* (St. I. 26). Bei mehrteiligen Wandgliederungen erleidet jeder Stab des

einteiligen Grundfachwerkes so viele Male eine Stabkreuzung, als die Zahl der außer ihm eingelegten zusammenhängenden Scharen beträgt.

Welche der beiden Fachwerkarten bei Eisenbrücken zuerst eingeführt worden ist, läßt sich mit Sicherheit nicht angeben. Wahrscheinlich ist es das Strebenfachwerk gewesen, wie es bereits 1812 TELFORD bei seinen Bogenbrücken anwendete (S. 319), und wie es (1845) auch die ersten, mit parallelen, geraden Gurten ausgerüsteten gegliederten Brückenträger erhalten haben (102). Dem fast gleichzeitig eingeführten Dreiecksstabwerke der NÉVILLE-WARREN-Träger (102) begegnete man anfänglich, solange dabei die Querschnitte beider Stabscharen gleich ausgebildet waren, mit großem Mißtrauen. Vergeblich hat NÉVILLE (1850)

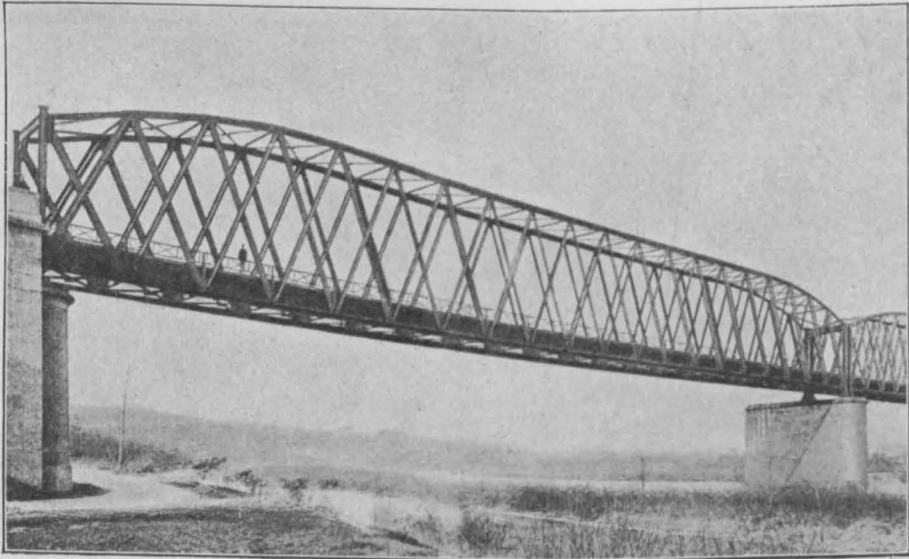


Fig. 708. Eisenbahnbrücke über die Donau bei Großprüfening. GERBER. 1873.

versucht, seine Bauart für die alten Brücken über die Weichsel und die Nogat, sowie auch für die alte Rheinbrücke in Köln, zur Annahme zu bringen. Er erbot sich, für die Dirschauer Brücke ein Modell in $\frac{1}{24}$ der wirklichen Größe kostenfrei vorzuführen und danach die Sicherheit seiner Bauart durch Sachverständige beurteilen zu lassen²⁸⁴. Erst als die *Trentbrücke bei Newark* und besonders die *Crumlinbrücke bei Newport* (Fig. 672—675) gebaut waren (1851—1853), kam das Dreieckstabwerk mehr und mehr in Aufnahme, namentlich in Nordamerika, wo seit dem Bau der 113—122 m weiten Hauptöffnungen der *Ohiofallbrücke bei Louisville* durch FINK (1870) die WARREN-Träger besonders heimisch geworden sind (106).

Beim Bau der europäischen engmaschigen Gitterträger kam man, anfangs wohl unbewußt, allmählich dahin, die Maschenweite der Wandgliederungen mehr und mehr zu vergrößern. So entstanden die mehrteiligen Strebenfachwerke, deren Berechnung nach dem Vorgange von SCHWEDLER (1851) durch Zerlegen in die einzelnen Stabzüge und entsprechendes Teilen der Belastung erfolgte. Bei den

engmaschigen Stabwerken war diese Art der Berechnung nicht durchführbar, weil nur in den Fahrbahnknoten die Lasten unmittelbar auf die dort einmündenden Wandstäbe übertragen werden, während zwischen zwei solcher Knoten die Lastübertragung nur durch die elastische Formänderung der betreffenden Gurtstrecke erfolgen kann. WINKLER versuchte (1889) eine genauere Berechnung der Gitterträger; am schärfsten behandelt man sie heute als statisch unbestimmte Systeme.

Das *Ständerfachwerk mit Gegenstreben* erschien — soweit bekannt — zuerst (1840) bei einem Bogensehnenträger in Nordamerika, den Squire WHIPPLE, der



Fig. 709. Straßenbrücke über die Isar in München. 1875.

Begründer des amerikanischen Eisenbrückenbaues (106) herstellte, 1844 wurde es in England eingeführt. In Europa hielt man sich dabei über ein Jahrzehnt noch ganz an das Vorbild des Howe-Trägers (S. 519), insofern als man in allen Trägerfeldern Gegenstreben anordnete. Dagegen zeigte schon der erste amerikanische WHIPPLE-Träger mit parallelen Gurten und schrägen Endpfosten (1846) keine Gegenstreben mehr in den Endfeldern, beruht also auf klarer Erkenntnis der Tatsache, daß bei einem Parallelträger nur eine bestimmte Reihe von Mittelfeldern durch negative und positive Querkräfte beansprucht wird (St. II. 20).

Das *erste statisch richtige einteilige europäische Ständerfachwerk* dieser Art ist die von v. KAVEN (1859) erbaute Ilmenaubrücke bei Bienenbüttel²⁹³. Vor dieser

²⁹³ v. KAVEN, Beschreibung des eisernen Oberbaues der Ilmenaubrücke bei Bienenbüttel. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Vereins in Hannover. 1865.

Zeit (1857) ist zwar schon durch SCHWEDLER und MALBERG die Flackenseebrücke in der Niederschlesisch-Märkischen Eisenbahn²⁹⁴ entstanden; sie enthält aber noch in allen Feldern Kreuzstreben, ist also in ihrer Bauart weniger einfach und klar, als das zweiteilige Strebenfachwerk oder das einteilige Ständerfachwerk. Wie schon gesagt, berechnete SCHWEDLER (1851) diese und ähnliche Träger durch Zerlegen in die einzelnen Stabzüge unter entsprechender Teilung der Belastung, war sich aber darüber klar, welche Fehler dabei eintreten konnten. MOHR hat diese Fehler (1874) ziffernmäßig nachgewiesen²⁹⁵.

Gegenwärtig bevorzugt man in Deutschland einteilige Wandgliederungen und Ständerfachwerke *ohne Gegenstreben*, obwohl im Auslande das Gegenfachwerk zuweilen doch noch verwendet wird (Fig. 707). Außerdem sind *zweiteilige* Streben-

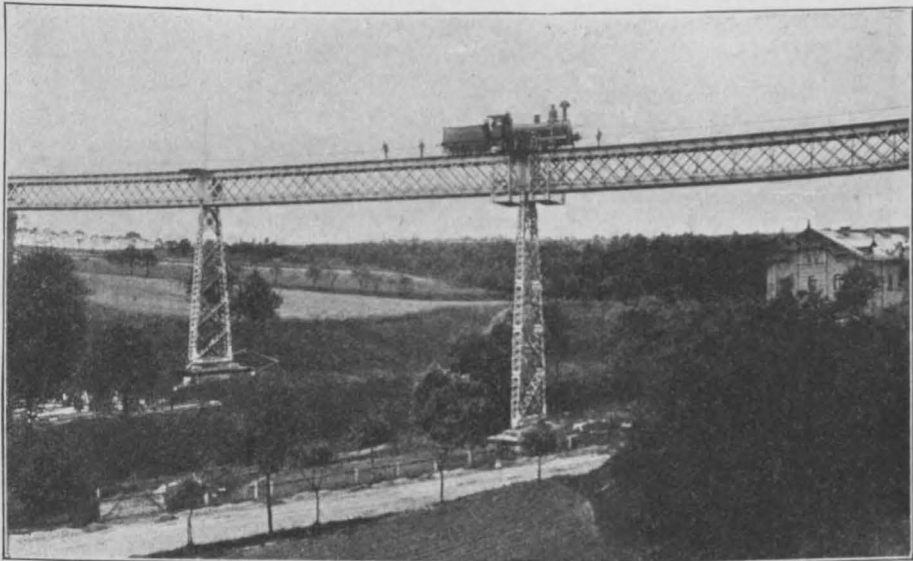


Fig. 710. Pendelsäulenbrücke in Weida über das Oschützbachtal. 1884.

fachwerke, die SCHWEDLER schon 1851 allgemein (auch für gekrümmte Gurte) empfohlen hat, viel angewendet worden, namentlich in Bayern und Sachsen und auch im Auslande (Fig. 708—711). Bei den neuen *Eisenbahnbrücken in Dirschau und Fordon* über die Weichsel und auch bei der neuen *Nogatbrücke in Marienburg*, deren Hauptträger ebenfalls zweiteiliges Strebenfachwerk zeigen, hat man die unter der Wirkung der Lastenzüge eintretende ungleiche Senkung von Knoten der beiden Stabzüge (nach KÖPCKE und SCHWEDLER) durch *Einlegen eines Mittelgurtes* zu mildern gesucht (Fig. 217, S. 197; Fig. 219, S. 199; Fig. 221, S. 202; Fig. 713 u. 714). Bemerkenswert ist die Anordnung der Wandgliederung

²⁹⁴ MALBERG, Die Flackenseebrücke in der Königlich Niederschlesisch-Märkischen Eisenbahn. Zeitschr. f. Bauw. 1859.

²⁹⁵ MOHR, Beitrag zur Theorie des Fachwerkes. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Vereins in Hannover. 1874. S. 523.

in den Endfeldern der Hauptträger der Dirschauer Brücke (Fig. 714). Der Mittelgurt ist hier nicht bis zur Kreuzung der beiden Streben des ersten Feldes durchgeführt und an seiner Stelle ist eine Verbindung beider Strebenzüge durch einen Ständer bewirkt worden. Das geschah, um die Stabkräfte der Streben des ersten

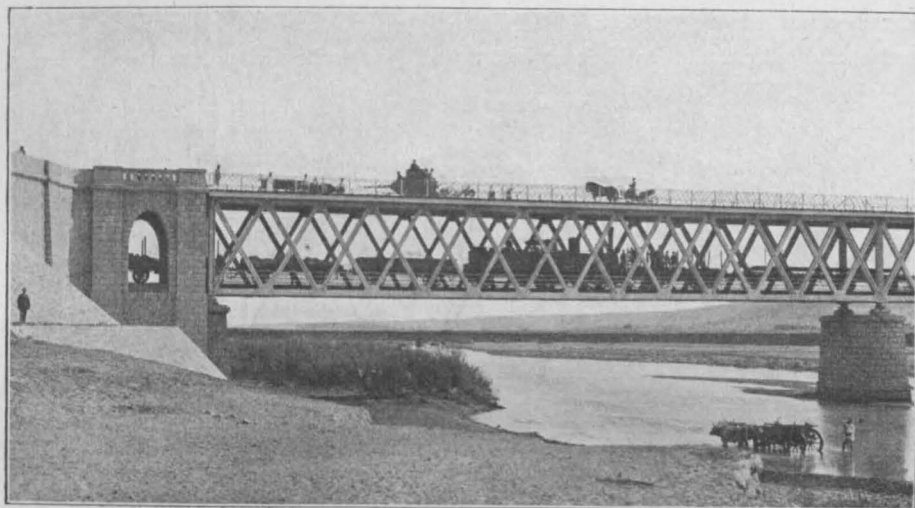


Fig. 711. Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Jiu bei Craiova (Rumänien). 1897.

Feldes durch den Mittelgurt nicht unnötig zu beeinflussen. Namentlich sollte die fallende Zugstrebe ungehindert von ihrem obern Ständernknoten bis zum zweiten Untergurtnknoten durchgehen.

Wie ENGESSER zuerst an einem einzelnen Falle gezeigt hat, läßt sich die statische Unbestimmtheit des zweiteiligen Strebenfachwerkes durch unsymmetrische Strebenanordnung beseitigen (Fig. 712). Wie das bei mehrteiligen Wandgliederungen

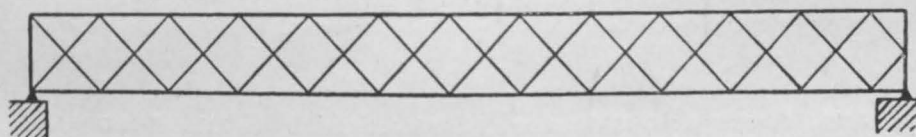


Fig. 712. Glasträgerbrücke von ENGESSER. 1890.

allgemein dadurch geschehen kann, daß man den Strebenzug von einem Ständernknoten ausgehend *ununterbrochen* durch die ganze Wand laufen läßt, bis er in einer andern Ecke des nämlichen Ständers endigt, habe ich in der angegebenen Quelle²⁹⁶ nachgewiesen.

Die von HOWE für Holzträger mit Erfolg durchgeführte *Gegenstrebenbauart* wird heute im Eisenbrückenbau mehr und mehr verlassen. Und mit Recht. Denn die

²⁹⁶ ENGESSER, Umbau der Glasträgerbrücke (Badische Schwarzwaldbahn). Zeitschr. d. Ver. deutscher Ingenieure. 1890. — MEHRTENS, Statisch bestimmte mehrteilige Wandgliederungen der Gitterträger. Wochenausgabe der Zeitschrift für Architektur- und Ingenieurwesen. 1898.

in der Theorie vorausgesetzte Wirkung der Gegenstreben konnte in der Praxis nur unvollkommen erreicht werden. Es ist praktisch unmöglich, Gegenstreben spannungslos einzusetzen. Auch können die *Hauptstreben* in Feldern, wo Gegenstreben fehlen, Druck erhalten, den sie wegen ihres Flacheisenquerschnittes nicht aushalten. Das ist in vielen Fällen eingetreten, bei unrichtigen Berechnungsannahmen für Eigengewicht und Verkehrslast oder auch bei einer nicht vorausgesehenen Vermehrung der Verkehrslast über die ursprünglichen Annahmen hinaus.

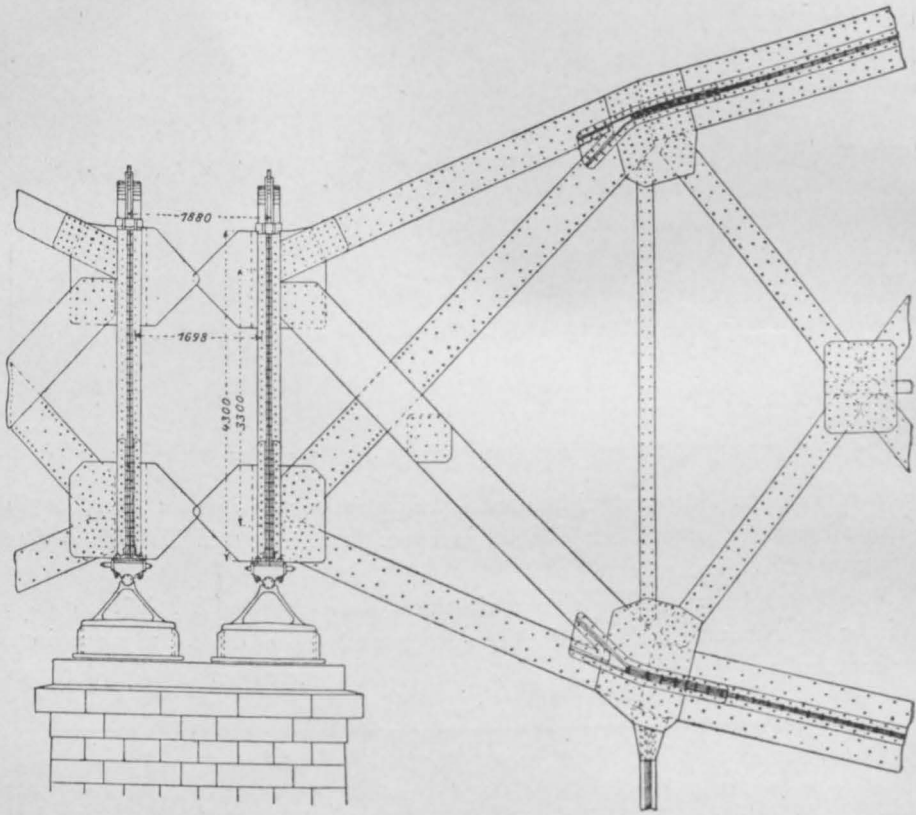


Fig. 713. Hauptträgerendfeld der neuen Eisenbahnbrücke über die Weichsel in Dirschau. 1889—1891.

Aus diesen Gründen wählt man heute in Europa mit Vorliebe *Wandgliederungen ohne Gegenstreben*, deren Streben also meist einen Spannungswechsel erleiden und daher knickfest ausgebildet sein müssen. Ausnahmen kommen, wie schon erwähnt, noch vor (Fig. 707).

105. Durchgehende Balkenträger und Auslegeträger (durchgehende Gelenkträger).

1. Beim Bau der Britanniabrücke wurde die Berechnung ihrer über zwei Öffnungen durchgehenden Träger nur unvollkommen durchgeführt (S. 527). STEPHENSON war sich aber klar darüber, daß die durchgehenden Träger eine

größere Tragkraft besitzen müßten, als zwei einfache Balkenträger, von denen jeder eine der beiden Öffnungen überbrückt. Eine genauere Berechnung der durchgehenden Träger war jedoch nach dem damaligen Stande der Theorie nicht möglich. Deshalb ordnete STEPHENSON Versuche an.

Wie CLARK²⁹⁷ berichtet, stellte man dabei den Verlauf der elastischen Linie fest und erkannte die Wichtigkeit ihrer Wendepunkte. Diese nahm man dann für die Berechnungen als *festliegend* an und dachte sich den ganzen Träger als aus drei Teilen bestehend, von denen der mittlere *central beam* (Schwebeträger, Mittelträger) genannt wurde, während man den beiden gleichen anstoßenden Teilen die Bezeichnung *cantilever* (Ausleger) beilegte. CLARK bezeichnet die Wendepunkte mit o und sagt wörtlich etwa das Folgende: »o möge der Punkt der doppelten Krümmung (*contrary flexure*) genannt werden. Dort ist das Eisen augenscheinlich ohne Spannung, abgesehen von einer lotrechten Kraft, die gleich dem halben Gewichte des Schwebeträgers ist. Würde der Balken in den Punkten o durchgeschnitten, so würden dort weder in der Gestalt des Balkens, noch in den Spannungen Veränderungen eintreten. Die Tragfähigkeit eines derart gestützten, symmetrisch belasteten Balkens verhält sich, im Vergleich mit derjenigen eines über beiden Mittelstützen durchgeschnittenen Balkens, wie 2 : 1.« Von den Trägern der *Britannia-Brücke* (S. 527) sagt CLARK: »Der Träger wirkt wie ein kürzerer Träger, der auf Auskragungen ruht, die von den Pfeilern nach beiden Seiten ausgehen.« Dabei gibt er das Bild der Fig. 715.

Auf die durchgehenden Träger der Britannia-Brücke folgten 1849 die gleichen Träger der *Torksey-Brücke*, von welchen (S. 521) ausführlich die Rede war. Damals wurde, wie beschrieben, das von FOWLER gebaute hölzerne Versuchsmodell in den Wendepunkten der elastischen Linie *zerschnitten und mit Gelenken versehen* (hinged). Damit war der Grundgedanke der sogenannten *durchgehenden Gelenkträger oder Auslegeträger* (St. II. 22) bereits klar zum Ausdruck gekommen. Weitere Fortschritte auf dem Wege der Entwicklung des Auslegeträgers folgten bei der Herstellung der *Boyne-Brücke*

²⁹⁷ CLARK, Anmerk. 271, S. 275—276 u. 491—492.

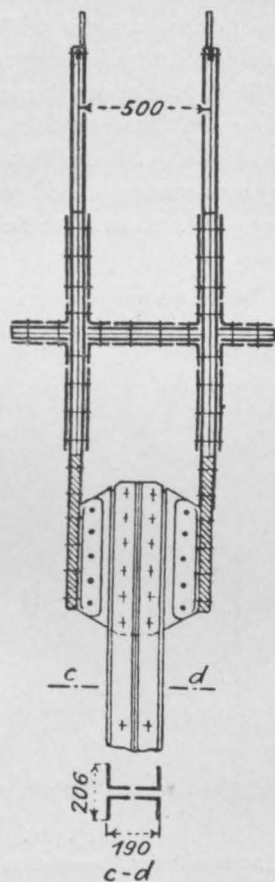


Fig. 714. Untergurtquerschnitt mit aufgehängter Bahn der neuen Eisenbahnbrücke über die Weichsel in Dirschau. 1889—1891.



Fig. 715. Wirkungsweise eines durchgehenden Trägers nach CLARK. 1846.

bei *Drogheda*, einer (1855) von JAMES BARTON gebauten Gitterbrücke mit über drei Öffnungen durchgehenden Parallelträgern von 81,4 m Weite der Mittelöffnung und 43 m Weite der Seitenöffnungen. Bemerkenswert ist, daß hier für zwei Gleise zum ersten Male nur zwei Hauptträger angeordnet worden sind, die außerdem Doppelgitterwände besaßen, was damals neu war (Fig. 716).

Der Erbauer der Boynebrücke hat²⁷⁰, wie er sagt, Versuche darüber angestellt, »ob es möglich sei, Stützweiten und Lasten eines durchgehenden Trägers derart anzuordnen, daß die Wendepunkte mit irgend einem Punkte von wünschenswerter Lage zusammenfallend gemacht werden können«. Die Versuche wurden wie folgt ausgeführt. Auf beiden Seiten der Mittelöffnung des durchgehenden Trägers wurden

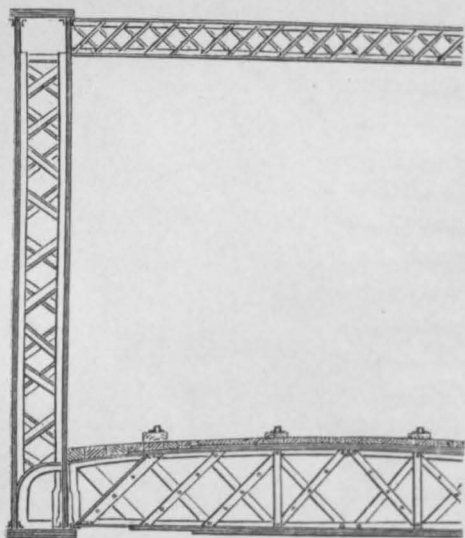


Fig. 716.

Querschnitt der Boynebrücke bei Drogheda.
JAMES BARTON. 1855.

an den Punkten, wo nach der vorausgehenden Berechnung die Wendepunkte liegen sollten, alle Nieten im Obergurt beseitigt und durch Dorne (S. 137) ersetzt. Darauf versah man, um spätere Formänderungen beobachten zu können, die Gurtplatten mit Merkzeichen. Schließlich trieb man mit dem Hammer die Dorne aus den Nietlöchern, so daß eine Länge der Mittelöffnung von etwa 52 m frei beweglich auf den vorragenden andern beiden Teilen der Öffnung gestützt war. Dabei war über den Wendepunkten keine Bewegung des Obergurtes zu bemerken. Die Punkte entsprachen demnach denjenigen Stellen, die durch Rechnung vorausbestimmt waren.

An das Ergebnis des Versuches knüpft BARTON folgende Schluß-

betrachtung: »Es ist einzusehen, wie die Wendepunkte mit irgend welchen vorbestimmten Punkten zusammenfallend gewählt werden können, und es drängt sich dabei die wichtige Frage auf, wie man die Wendepunkte durchgehender Träger wirtschaftlich am besten zu legen hätte. Bei großen Stützweiten, wo es von hoher Bedeutung ist, das Gewicht in der Trägermitte möglichst zu beschränken, kann man das Gewicht in den Gurten und der Wand dadurch verringern, daß man die Wendepunkte in der Richtung nach der Trägermitte hin verschiebt, wobei die größten Gewichte über den Mittelpfeilern entstehen.«

2. WESTHOFEN²⁹⁸, der örtliche Leiter des Forthbrückenbaues (Fig. 1, S. 1) hat als Erster darauf hingewiesen, wie schon CLARK und FOWLER den Gedanken ausgesprochen haben, in den Wendepunkten der elastischen Linie durchgehender

²⁹⁸ WESTHOFEN, The Forth Bridge. Engineering. 1890. I. S. 217.

Träger Gelenke einzulegen²⁹⁹. Ausführlicher und schärfer als WESTHOFEN hat der Diplomingenieur KURT BEYER (in einer beachtenswerten Doktorarbeit) auf die Bedeutung der Versuche jener beiden englischen Ingenieure hingewiesen³⁰⁰. BEYER erläutert, wie die englischen Ingenieure erst allmählich durch die Berechnung des

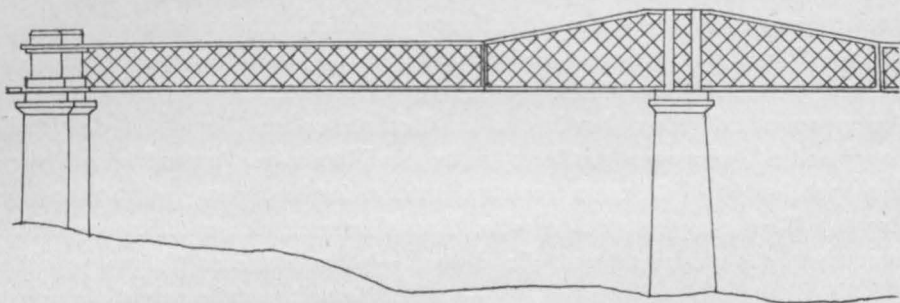


Fig. 717. Trägeranordnung.

durchgehenden Trägers auf die Auslegerträger geführt wurden. Denn die von jenen willkürlich gewählten »Points of contrary flexure« waren eben keine wirklichen Wendepunkte, sondern *Gelenkpunkte*, so daß für Eigengewicht- oder gleichmäßig stetige Vollbelastung der entsprechend berechnete durchgehende Träger ein vollkommener Auslegerträger war.

Auf den Gedanken, an den vorher bestimmten Wendepunkten *Gelenke wirklich einzulegen*, scheint zuerst der hervorragende englische Eisenbahn- und Brückenbau-Ingenieur WILLIAM HENRY BARLOW gekommen zu sein. Er erhielt am 11. April 1859 ein Patent³⁰¹ auf diese Idee und

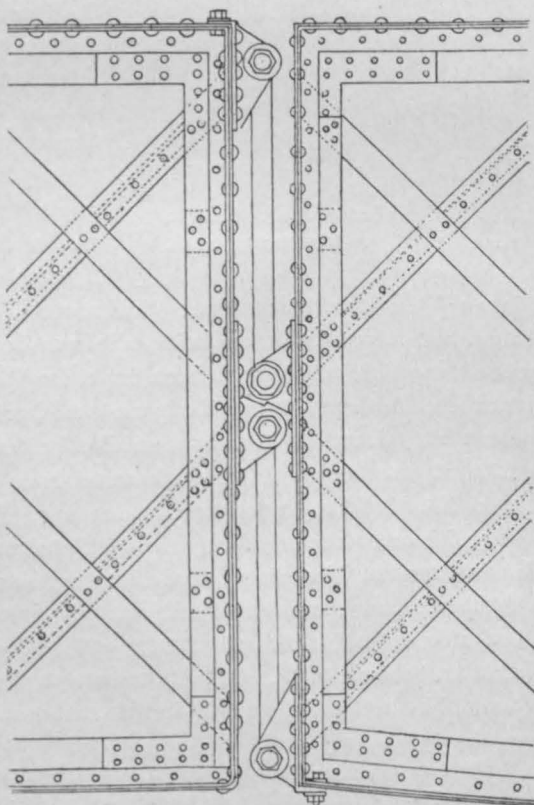


Fig. 718. Gelenkausbildung.

Fig. 717—718. Gelenke in durchgehenden Trägern nach dem Patente von BARLOW. 1859.

²⁹⁹ CLARK, Anmerk. 271. S. 22.

³⁰⁰ KURT BEYER, Eigengewicht, günstige Grundmaße und geschichtliche Entwicklung des Auslegerträgers. Dresden. 1907.

³⁰¹ Patentschrift Nr. 908 vom 11. April 1859.

sagt darin: »Wenn der durchgehende Träger beträchtlich lang ist, so mache ich ein Gelenk (joint) oder Gelenke in ihm an einem oder an mehreren Wendepunkten, um die Längenänderungen des Trägers zuzulassen.« Die Fig. 717 und 718 veranschaulichen die Ideen von BARLOW nach dessen eigenen Zeichnungen. Ob danach in England irgend ein durchgehender Träger wirklich mit Gelenken versehen wurde, ist bis jetzt nicht bekannt geworden. Einige Jahre nach BARLOW (1861—1864) erhielt der englische Ingenieur ANGELO JAMES SEDLEY zwei Patente³⁰² auf *Auslegerbrücken*. Das Wesen dieser Brücken bestand in der *Verankerung eines Auslegerarmes* auf jedem der beiden zu überbrückenden Ufer. Auf den Enden dieser beiden *Ankerarme* (cantilever) sollte der Mittelträger (central beam) lagern. Hervorzuheben ist, daß SEDLEY derartige Brücken für besonders geeignet hielt, um *ohne feste Gerüste aufgestellt zu werden*. Damit kennzeichnet er diejenige wertvolle Eigenschaft des Auslegeträgers, die diesen — dem einfachen Träger gegenüber

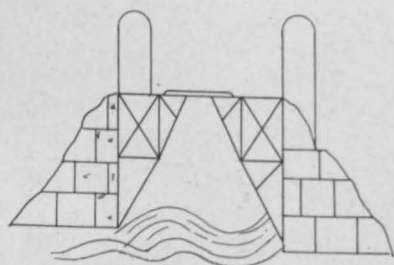


Fig. 719. Hölzerne Auslegerbrücke nach WILARS von HONECORT. 1244.

— in der Neuzeit so außerordentlich geeignet für die Herstellung *weitgespannter Balkenbrücken* gemacht hat. Etwas neues enthält das Patent von SEDLEY jedoch insofern nicht, als die von ihm vorgeschlagene Brückenart schon seit uralten Zeiten von den Naturvölkern in Stein, Holz und Pflanzenstoffen hergestellt worden ist. Das beweisen die früher (S. 24—26) bereits gegebenen Beispiele von Naturbrücken und ebenso auch die in den Fig. 719 und 720 abgebildeten Brücken ähnlicher Art. Fig. 719 ist (nach

HASAK³⁰³) in dem Skizzenbuch WILARS von HONECORT aus dem Jahre 1244 enthalten mit folgender Unterschrift: »So nun baut man eine Brücke über ein Gewässer 200 Fuß lang.« Ein hervorragendes Werk ist die in Fig. 720 abgebildete javanische Auslegerbrücke, die ganz aus Bambusstäben und Kletterpalmenseilen gebaut ist. Deutlich erkennt man die beiden Ankerarme und die daran aufgehängte, von beiden Seiten stark ansteigende Bahn. Weitere Beispiele von ähnlichen Naturbrücken findet man in den angegebenen Quellen³⁰⁴.

3. Die ersten eisernen durchgehenden Brückenträger mit Gelenken sind in Deutschland entstanden. Vorbereitet wurde ihr Erscheinen durch die Theorien von RITTER, der als Professor an der damaligen polytechnischen Schule in Hannover über Mechanik las und dabei als Erster (schon 1861) die durchgehenden Träger mit Gelenken behandelte³⁰⁵. Gegenüber den englischen Ingenieuren, wie STEPHENSON, CLARK, FOWLER und BARLOW, die sich mehr der baulichen Seite des Gegenstandes

³⁰² Patentschriften Nr. 2380 vom 24. Oktober 1861 und Nr. 3069 vom 10. Dezember 1864.

³⁰³ HASAK, Haben Steinmetzen unsere mittelalterlichen Dome gebaut? Zeitschr. f. Bauw. 1895. S. 369.

³⁰⁴ The Forthbridge. Engineering. 1881. II. S. 475.

³⁰⁵ RITTER, Elementare Theorie und Berechnung eiserner Dach- und Brückenkonstruktionen. 1. Aufl. Hannover. 1862.

zuwendeten und deren Begriffe über den Wert der Gelenke noch unklar waren, hat RITTER das große Verdienst, der Lösung der bei der Entwicklung des Auslegeträgers in theoretischer Hinsicht noch zu beantwortenden Fragen vorgearbeitet zu haben. Wenn RITTER erwähnt, der Ingenieur KÖPCKE habe ihm die Anwendung von Scharnieren in Balkenbrücken empfohlen und solche auch theoretisch geprüft, so verbleibt (nach Obigem) doch den englischen Ingenieuren das Vorrecht auf den Anspruch, das Einlegen von Gelenken in durchgehende Träger zuerst erwogen zu haben.

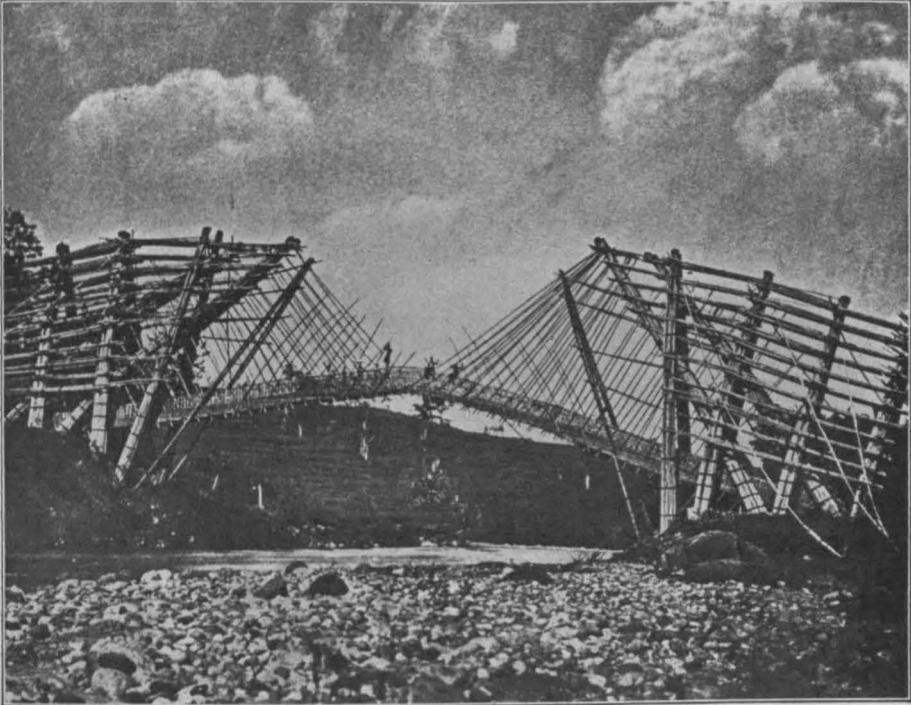


Fig. 720. Auslegerbrücke in Java, aus Bambusstäben und Kletterpalmenseilen hergestellt.

RITTERS Vorgehen lenkte die Aufmerksamkeit der deutschen Ingenieure mehr als bisher auf die durchgehenden Träger, nachdem deren Theorie, nach den Veröffentlichungen von BERTOT und CLAPEYRON in den Jahren 1855—1857 (St. III. 65), durch MOHR (1860) in weiteren Kreisen Deutschlands bekannt gegeben worden war. MOHR erweiterte die Theorie unter Einführung beliebiger Stützhöhen durch den *ziffermäßigen Nachweis der Gefährlichkeit zufälliger Stützensenkungen* für gleichmäßigen und (1862) für veränderlichen Trägerquerschnitt³⁰⁶. Schon damals warnte MOHR vor der Überschätzung der Vorteile der durchgehenden Träger und riet, statt ihrer die einfachen Träger zu bevorzugen.

³⁰⁶ MOHR, Beitrag zur Theorie der Holz- und Eisenkonstruktionen. Zeitschr. d. Ing.- u. Arch.-Vereins in Hannover. 1860 und 1862.

Der Entwurf von RUPPERT für eine Überbrückung des Bosphorus (1864) ist als ein geschichtlich bemerkenswerter Versuch zu betrachten, den durchgehenden Trägern, namentlich für große Spannweiten, größere Geltung zu verschaffen. Die Träger des Entwurfes gingen über vier Stützen durch und in ihren Umrissen durchdringen sich zwei Parabeln, derart, daß die Trägerhöhen den Biegemomenten proportional werden. Man kann einen solchen Trägerumriß wohl auch als die Durchdringung von Bogen und Kette betrachten³⁰⁷. RUPPERTS Entwurf kam nicht zur Ausführung. Er hat aber doch die Entwicklung der durchgehenden

Träger günstig beeinflußt und sogar wahrscheinlich mittelbaren Anlaß zur Entstehung der ersten Auslegerbrücken gegeben.

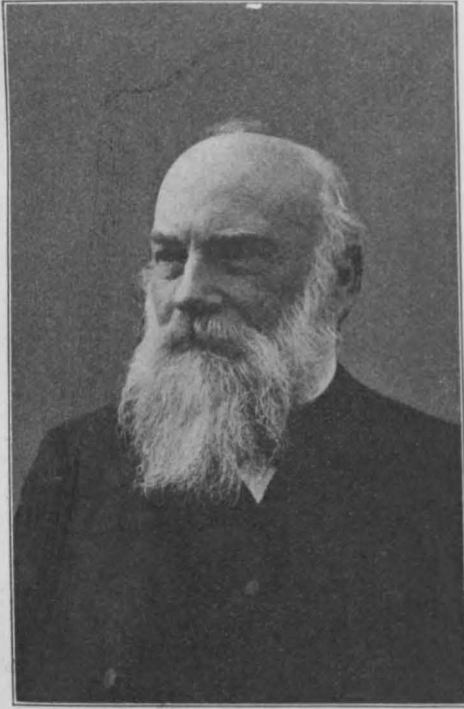


Fig. 721. Dr. Ing. HEINRICH GERBER,
Oberbaurat in München.

HEINRICH GERBER (Fig. 721), damals Oberbaurat in München, wurde 1857 zur Leitung der Brückenbau-Abteilung Gustavsburg der Gesellschaft Nürnberg berufen und nahm, nachdem er von 1857 bis 1863 die Herstellung vieler bedeutender Eisenbahnbrücken geleitet hatte (108), im Jahre 1866 ein Patent auf das Einlegen von Gelenken in durchgehende Träger. In der Patentschrift³⁰⁸ weist GERBER anfangs auf die Schwierigkeiten der Berechnung von durchgehenden Trägern hin und schildert dabei auch die Nachteile der Abhängigkeit ihrer äußern und innern Kräfte von der Stützenlage. Dann sagt er: »Diese Übelstände werden durch die neue Anordnung von Balkenträgern mit freiliegenden Stützpunkten vermieden. Denkt man sich

nämlich einen zwischen zwei Pfeilern liegenden Balken über diese Pfeiler hinaus um eine bestimmte Größe verlängert, so kann der Endpunkt jeder Verlängerung als Stützpunkt für einen weiteren (freien) Balken dienen, dessen zweites Ende entweder auf einem Pfeiler, oder wie das erste, auf der Verlängerung (den Stützbalken) eines Balkens in einer dritten Öffnung gestützt ist. Der an beiden Enden gestützte freie Balken ist nun in Berechnung und Konstruktion wie ein einfacher Träger zu behandeln, da er mit dem Stützbalken oder Pfeiler nur

³⁰⁷ RUPPERT, Neues System für Eisenbahnbrücken großer Spannweite. Wien. 1867.

³⁰⁸ Beschreibung des GERBERSchen Patentes vom 20. November 1866. Zeitschr. d. bayr. Ing.- u. Arch.-Vereins. 1870. S. 75.

durch einen Punkt verbunden sein soll. Der über seinen Pfeiler verlängerte Balken hat an seinen Enden die Auflagerkräfte der anliegenden freien Balken, welche aus der Belastung ohne Weiteres gegeben sind, und seine eigene Belastung zu tragen und wirken diesen Kräften nur die zwei Pfeilerreaktionen entgegen, die somit aus den allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen, ohne jede Beachtung der Biegung, vollkommen sicher und einfach bestimmt werden können usw.« Mit Recht hat man daher diesen Trägern den Namen *GERBER-Träger* beigelegt, obwohl daneben auch die Bezeichnung *Auslegerträger* sich eingebürgert hat. GERBER macht u. a. auch noch darauf aufmerksam, wie es unter gewissen Bedingungen sogar zweckmäßig sein könne, *die Länge des freien Balkens zu Null zu machen* und somit die Stützbalken unmittelbar aneinander stoßen zu lassen.

4. Die 1867 von GERBER gebauten Straßenbrücken über die *Regnitz in Bamberg* und über den *Main bei Haßfurt* (Fig. 722 u. 723) waren *die ersten Auslegerbrücken der Welt*. Deren freischwebende Stützpunkte waren jedoch nur *unvollkommene Gelenke*. Bei der Haßfurter Brücke schneiden sich in der Mittelöffnung Ober- und Untergurte. Die Schnittpunkte sind aber nicht als wirkliche Gelenke ausgebildet, sondern Ausleger und Schwebeträger sind mit einander vernietet. GERBER nahm aber an, es werde dort, wegen der geringen Höhe der Träger, eine ausreichende Beweglichkeit vorhanden sein, so daß für die Trägerberechnung das Moment im Schnittpunkte gleich Null gerechnet werden könne. Bei der Regnitzbrücke wurde, wie Fig. 722 angibt, zwischen den Enden des Schwebeträgers und der Ausleger im Untergurt je ein Stab verschiebbar angeschlossen und so eine Gelenkenverbindung geschaffen ohne daß der dem beweglichen Stabe gegenüberliegende Obergurtnoten als Gelenk ausgebildet war. Bei den Parallelträgern der *Straßenbrücke über die Donau in Vilshofen* wurde die Gelenkigkeit dadurch erreicht, daß man die Gurtquerschnitte zwischen Ausleger und Schwebeträger voneinander trennte, sodann die Obergurte gegen seitliche Verschiebung sicherte und die Untergurte mit einem zwischen ihnen eingelegten Querträger vernietete (108).

Beim Wettbewerb um den Bau einer *Neckarbrücke in Mannheim* (1881), die als Ersatz der alten Kettenbrücke von WENDELSTADT (Tabelle 16, S. 418) dienen sollte, wetteiferten mehrere Auslegerbrücken miteinander. Der Entwurf

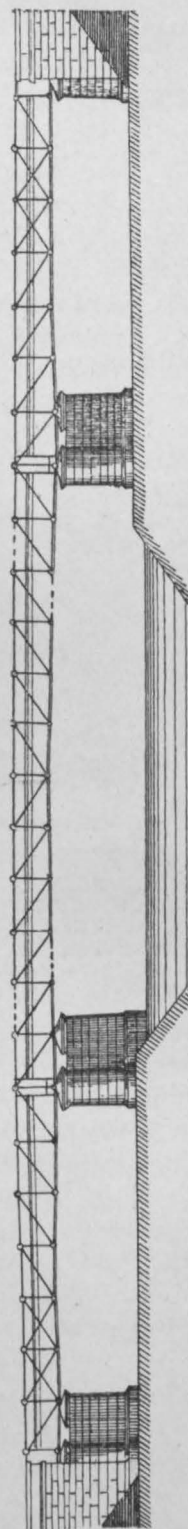


Fig. 722. Auslegerbrücke zum Patente GERBERS vom Jahre 1866. Regnitzbrücke in Bamberg. 1867.

GERBERS kam zur Ausführung (Fig. 724 D bis 726). Er zeichnete sich durch eine eigenartige Linienführung der Gurte aus, die den Trägern das Ansehen von Hängeträgern gab. Diese Gurtform ist für die weitere Entwicklung der äußeren Erscheinung der Auslegerbrücken vorbildlich geworden (§ 11).

5. Den GERBER-Trägern gegenüber konnten die früher bevorzugten *durchgehenden* Träger nicht mehr recht aufkommen, obwohl man verschiedentlich versucht hat, sie durch Verbinden mit Hängegurten, durch künstliche Belastungen oder durch geeignete Gestaltung ihrer Umrisse als Träger von gleichem Widerstande u. dgl. annehmbar zu machen. Einen ersten Versuch solcher Art hat schon STEPHENSON beim Bau der Britanniabrücke (101) unternommen, als er die Enden der Ketten an den von ihnen zu tragenden Kastenträgern selbst befestigen wollte (S. 524). Im Jahre 1871 ist diese Idee von STEPHENSON durch JOSEF LANGER³⁰⁹ verwirklicht worden.



Fig. 723. Straßenbrücke über den Main bei Haßfurt. GERBER. 1867.

LANGER wollte einen durchgehenden Träger durch einen Hängegurt verstärken, wobei dessen Bogenkraft aufgehoben wird. Seine *Wrswicer Brücke in der Franz Josephsbahn* (Fig. 727) zeigte derartige zusammengesetzte Balkenträger, die den Eindruck von Hängeträgern machen. LANGER selbst nennt die Brücke eine »Steife Kettenbrücke mit vertikaler Verankerung«. Eine ähnliche und dabei schöne Verbindung durchgehender Träger mit Hängegurten zeigte ein Entwurf von LAUTER (Fig. 724 C) im oben erwähnten Mannheimer Wettbewerb (1887).

Erwähnenswert ist ferner die *Stephanienbrücke in Wien* (Fig. 728), die 1884 an Stelle des baufällig gewordenen *Karl-Kettensteges* (79) gebaut wurde. Sie erscheint äußerlich als Bogenbrücke, ist aber in Wirklichkeit eine Auslegerbrücke,

³⁰⁹ LANGER, Die Eisenkonstruktionen für Brücken und Dachstühle. 1862. — Festigkeitstheorie der Brückenträger. Technische Blätter. 1871.

deren Ausleger im Widerlager versteckt liegen und durch ihre *künstliche Belastung* die Momente der Mittelöffnung verkleinern. Ähnliche künstliche Belastungsmittel, wie sie auch schon bei einfachen Balkenbrücken vorgeschlagen und versucht worden sind (107), dürften auf besondere örtliche Fälle zu beschränken sein, wo die Notwendigkeit zu ihrer Anwendung zwingt. Andern-

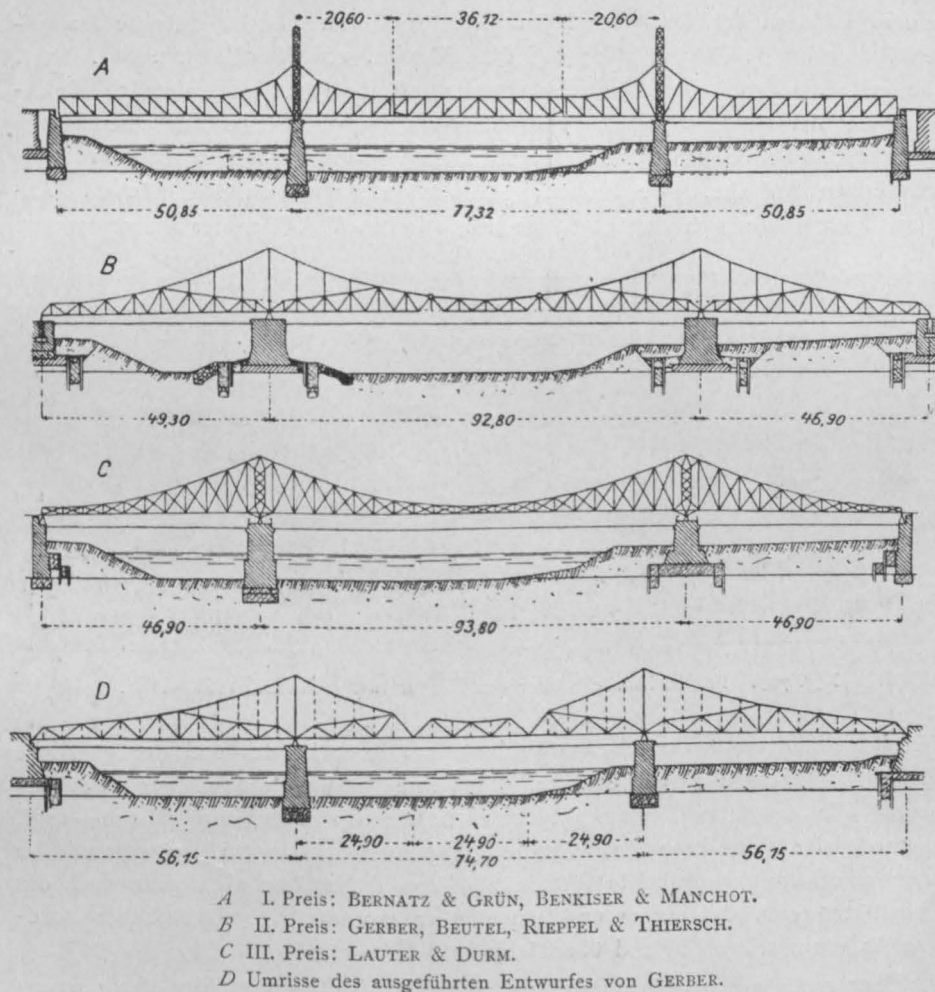


Fig. 724. Brückenentwürfe vom Wettbewerb um die Neckarbrücke in Mannheim. 1887.

falls würden sie als bloße theoretische Liebhabereien gelten müssen und wenig Anspruch auf praktische Bedeutung haben. Über durchgehende Träger der Neuzeit ist § 11 zu vergleichen.

106. Anfänge des Balkenbrückenbaues in Nordamerika (1840—1890).

1. In den Vereinigten Staaten von Nordamerika stellten sich der Entwicklung des Eisenbrückenbaues schwer überwindliche natürliche Hindernisse entgegen.

Unermeßliche Wälder und menschenleere Einöden ließen dort Jahrhunderte lang einen regeren Verkehr sich im wesentlichen nur auf den Strömen vollziehen. Kein Land der Erde besitzt ein so großartiges, weitverzweigtes Stromnetz wie Nordamerika. Oben an steht der Mississippi und seine breiten und reißenden Nebenflüsse: Missouri, Ohio, Arkansas und Red River. Unter dem Zwange solcher natürlichen Verhältnisse entwickelte sich in Nordamerika früher als in andern Ländern die Dampfschiffahrt. Das erste von FULTON gebaute Dampfschiff fuhr am 7. Oktober 1807 auf dem Hudson von New York nach Albany. Die erste amerikanische Eisenbahn entstand 1829—1830, also ziemlich gleichzeitig mit der ersten englischen und früher als die erste Bahn des europäischen Festlandes. Somit standen die amerikanischen Ingenieure schon frühe vor der schwierigen Aufgabe, ihre breiten, gefährlichen Ströme zu überbrücken. Anfangs hielten sie sich dabei an die europäischen Vorbilder der weitgespannten



Fig. 725. Friedrichsbrücke über den Neckar in Mannheim. 1888—1891.

Holzbrücken, wozu der ungeheure Waldreichtum ihres Landes und der gänzliche Mangel an Eisen geradezu drängte. Steinerne Brücken wurden nur selten gebaut. Die ersten *gußeisernen* Wegebrücken kamen von England (S. 272—273), ebenso einige Jahrzehnte lang auch die Lokomotiven. Erst 1840 entstand die erste amerikanische Drahtfabrik (S. 482). Von dieser Zeit ab begann auch das Eisenhüttenwesen sich rasch und mächtig zu entwickeln, so daß heute Nordamerika darin selbst England überflügelt hat.

Über europäische und amerikanische *Holzbrücken* als Vorbilder der eisernen Fachwerke wurde (unter 8) bereits gesprochen. Dabei sind auch die amerikanischen Holzträgerarten von PALMER, BURR, TOWN, LONG und HOWE abgebildet und beschrieben worden. Die Bauart dieser Träger wurde anfangs auch bei den amerikanischen eisernen Brücken nachgeahmt. So waren die Träger der ersten amerikanischen Eisenbrücke, die 1840 von EARL TRUMBULL gebaut worden sein soll, noch Verbindungen von Balken und Hängeträgern, wie sie bei Holzbrücken seit alten Zeiten gebräuchlich gewesen sind. Die etwa 23 m weite Brücke führte über den Erikanal bei Frankford N. Y. und war ganz aus Gußeisen hergestellt.

Etwa zu gleicher Zeit baute SQUIRE WHIPPLE, der Vater des späteren eigenartigen trapezförmigen amerikanischen Balkenträgers, seine erste Eisenbrücke. Sie besaß (nach englischem Vorbilde) *Bogensehnenträger* mit gußeisernen Druckstäben und schmiedeisernen Zugstäben. Nachdem WHIPPLE ein Jahr später auf seine Bauart ein Patent erhalten hatte, verbreiteten sich seine Brücken mit Stützweiten von 15 bis 30 m, seltener bis 55 m, zusehends. Eine der älteren WHIPPLE-



Fig. 726. Blick in das Innere der Friedrichsbrücke über den Neckar in Mannheim.
1888—1891.

Brücken³¹⁰ veranschaulichen die Fig. 729—734. Es ist eine *Wegebrücke über den Erie Kanal bei Buffalo*, von etwa 27 m Weite, mit gußeisernem Ober- und schweißeisernem Untergurt. Der Obergurtquerschnitt (Fig. 730 u. 731) hat überall gleichen Inhalt, aber seine Breite nimmt nach den Stützpunkten hin zu. Seine Stoßverbindungen erläutert die Fig. 730. Die aus 4,5 cm starkem Rundeisen

³¹⁰ Aufsätze, zusammengestellt aus den von dem verstorbenen Geh. Regierungsrat HENZ während seiner Reise in Nordamerika im Jahre 1859 gesammelten Notizen. Zeitschr. f. Bauw. 1862. S. 218.

gebildeten Pfosten tragen am untern Ende die in der Fig. 732 dargestellten Gußkörper, deren ovale Zapfen von den aus Rundeisen zusammengeschweißten Schlingen der Untergurtstäbe umfaßt werden. Die Verbindung von Ober- und

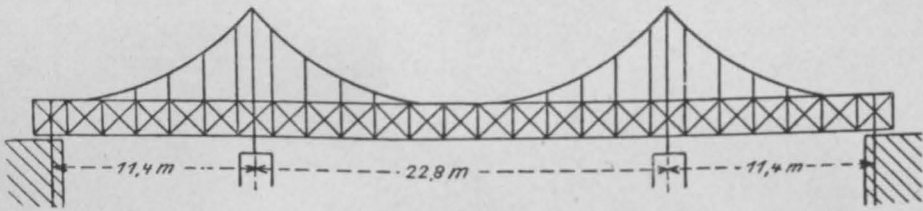


Fig. 727. Wrsowicer Brücke in der Franz Josefs-Bahn. LANGER. 1870.

Untergurt in den Stützpunkten veranschaulicht die Fig. 734. Haupt- und Gegenstreben verlaufen mit ihren untern Schraubenenden durch die erwähnten Gußkörper. Auf diesen ruhen auch die Querschwellen der Holzfabrbahn. Der Bohlenbelag ist auf Längsschwellen genagelt, die mit Hilfe von Schweißeisenbügeln zwischen den Querschwellen befestigt sind.



Fig. 728. Stephaniensbrücke über den Wienfluß in Wien. 1884.

2. Nachahmungen der *Howe-Träger in Eisen* erschienen zuerst 1845 auf der damaligen Little Schuylkill-Susquehanna-Eisenbahn, heute der Catawissazweig der Philadelphia-Reading-Bahn. Auf dieser Bahn sollen von 1838 ab auch die ersten amerikanischen *hohen gerüstartigen Holzpfiler* (trestles) gebaut worden sein (Fig. 735). Sie dienten zur Unterstützung von langen hölzernen Lattenbrücken (lattice work) und erreichten Höhen von 40 m. Die erwähnte *erste eiserne Howe-Trägerbrücke* wurde anfänglich jahrelang von solchen Holz-

gerüstpfählen getragen³¹¹. Die Brücke ist von RICHARD B. OSBORNE, dem spätern Oberingenieur der Philadelphia-Reading-Bahn, entworfen worden (Fig. 736) und

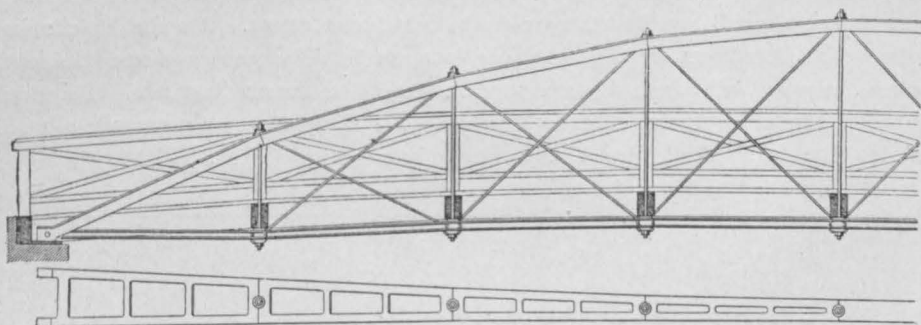


Fig. 729. Ansicht der Hauptträger und Grundriß des Obergurtes.

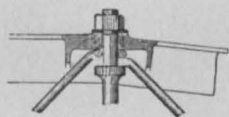


Fig. 730.

Obergurtnoten in der Trägermitte.

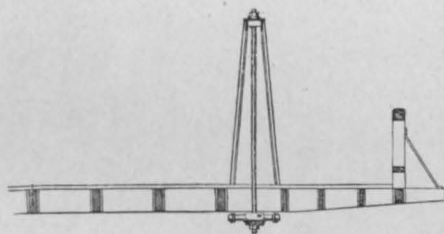


Fig. 731. Querschnitt des Hauptträgers.

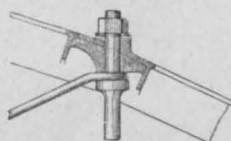
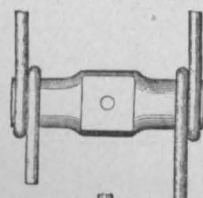


Fig. 733.

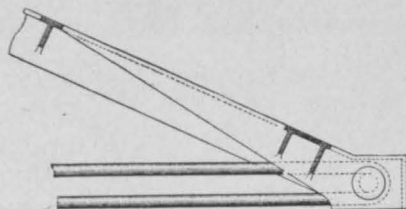
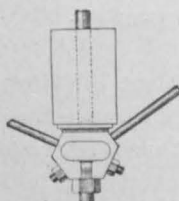
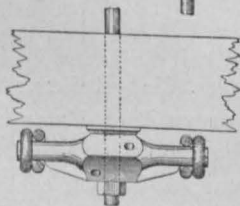


Fig. 734.

Fig. 733—734. Obergurtnoten am Trägerende.

Fig. 732. Grundriß u. Ansichten des Untergurtes.

Fig. 729—734. WHIPPLE-Träger der Straßenbrücke über den Erie-kanal bei Buffalo.

führte zweigleisig über einen Fluß bei Manayunk. Sie besaß aus (5—6 cm starkem Vierkanteisen gebildete) schweißeiserner Gurte und gußeiserner Wandstreben.

³¹¹ EDWIN F. SMITH, The first iron railroad bridge in the United States. The Railroad Gazette. 1904. Bd. 37. S. 12.

An den Gurtknoten waren Vorsprünge aufgeschweißt, um die Anspannvorrichtung aufzunehmen. Die Endflächen der Wandstreben stützten sich gegen gußeiserne Knaggen. Dabei wurde zwischen den beiden Druckflächen an jedem Strebenende je eine mit Bleiweiß getränkte Segeltuchscheibe gelegt. Als die Brücke im Jahre 1901, nachdem sie also 56 Jahre lang im Betriebe gelegen hatte, beseitigt wurde, zeigten sich diese Unterlagscheiben noch in gutem Zustande. Bei drei auf der nämlichen Linie etwas später gebauten HOWE-Brücken verwendete man in den Gurten an Stelle des Vierkanteisens breitere Flacheisen.

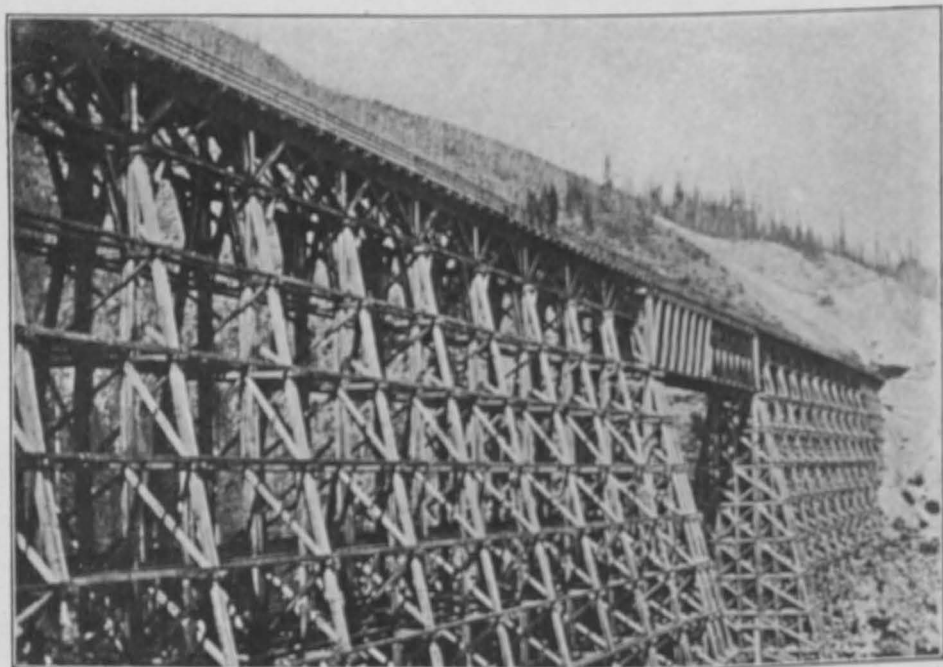


Fig. 735. Gerüstpfeilerbau (Trestlework) auf der Central-Pacificbahn. 1869.
Später in Eisen umgebaut.

FREDERICK HARBACH erhielt 1846 ein Patent auf HOWE-Träger, die gußeiserne Obergurte und Wandstreben, aber aus schweißeisernen Rundstäben gebildete Untergurte und Hängestäbe besaßen. Obergurt und Hängestäbe hatten ringförmigen Querschnitt, während die Untergurte als durchgehende Röhren aus Kesselblech genietet waren. Die erste Brücke dieser Art, von 9 m Weite, soll 1847 auf der Boston-Albany-Eisenbahn hergestellt worden sein.

In Springfield (Massachusetts) gründeten AMASA STONE und D. L. HARRIS im Jahre 1840 eine Gesellschaft zum Bau von HOWE-Brücken nach dessen Patent. Wie wenig Verständnis man aber damals für die Wirkungsweise der HOWE-Bauart noch bewies, zeigen die Abbildungen einer 1849 von der Gesellschaft erbauten zweigleisigen eisernen HOWE-Brücke der Boston-Providence-Eisenbahn (Fig. 737 u. 738) von 15 m Weite. Merkwürdigerweise waren ihre Haupt- und Gegenstreben kreuz-

förmigen Querschnittes alle *in einem Stücke gegossen*. Der Untergurt bestand aus drei nebeneinander liegenden Flacheisenreihen, die in jeder Reihe in eigentümlicher

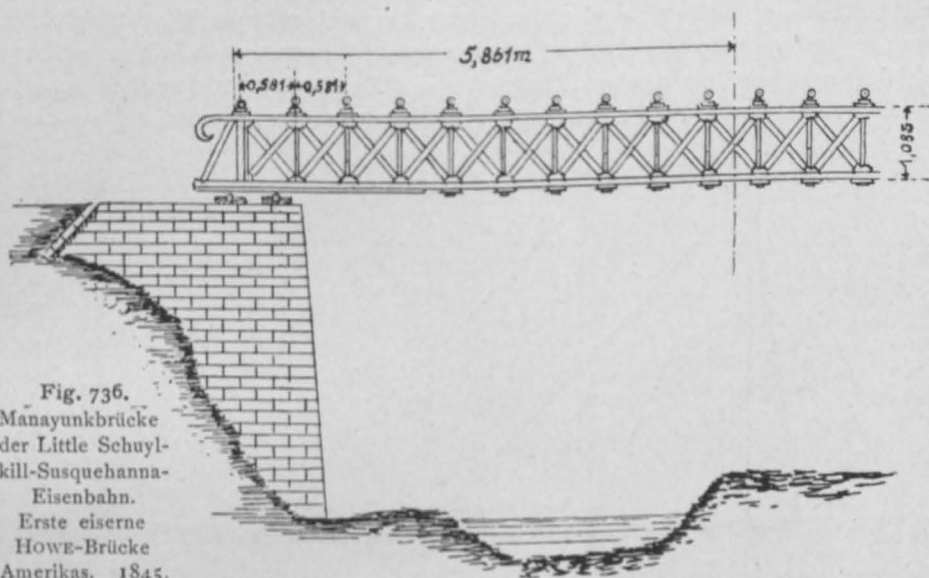


Fig. 736.
Manayunkbrücke
der Little Schuyl-
kill-Susquehanna-
Eisenbahn.
Erste eiserne
HOWE-Brücke
Amerikas. 1845.

Art, wie es die Fig. 738 veranschaulicht, durch Überschieben von Ringen verbunden sind. Auch die *Astabulabrücke* der Lake Shore und Michigan Südbahn — traurigen Andenkens — ist in ähnlicher Art als Howe-Brücke von STONE und HARRIS gebaut

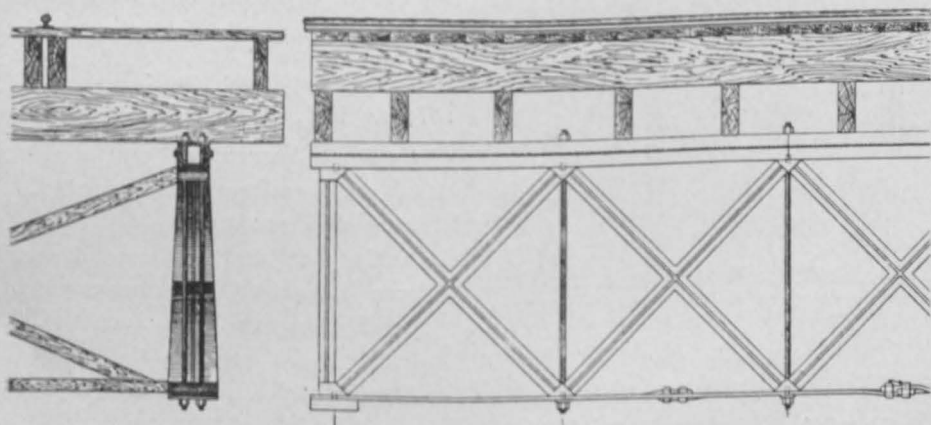


Fig. 737.
Querschnitt der Brücke.

Fig. 738.
Trägeransicht.

Fig. 737—738. Eiserne HOWE-Brücke der Boston-Providence-Eisenbahn. 1849.

worden. Sie wurde 1865 in Betrieb genommen und stürzte 1876 während eines heftigen Schneesturmes ein, wobei über 100 Menschen ums Leben kamen.

3. SQUIRE WHIPPLE, der 1840 seine erste Eisenbrücke baute, war der Erste, der schriftliche Mitteilungen und Anweisungen herausgab über die Grundsätze,

nach denen er selbst eiserne Brücken entworfen hatte. Im Jahre 1847 veröffentlichte er seine erste Schrift über »*Brückenbau*«. Sie enthielt brauchbare Regeln und Formeln zur Berechnung der Grenzwerte der Stabkräfte in Balkenträgern für ständige und veränderliche Lasten. Auch empfahl WHIPPLE darin die neue Form des Trägerumrisses mit *schrägen Endpfosten und Zugbändern*, aus welcher sich im Laufe der Zeit der heutige amerikanische Balkenträger mit *Augenstäben* (eye-bars)

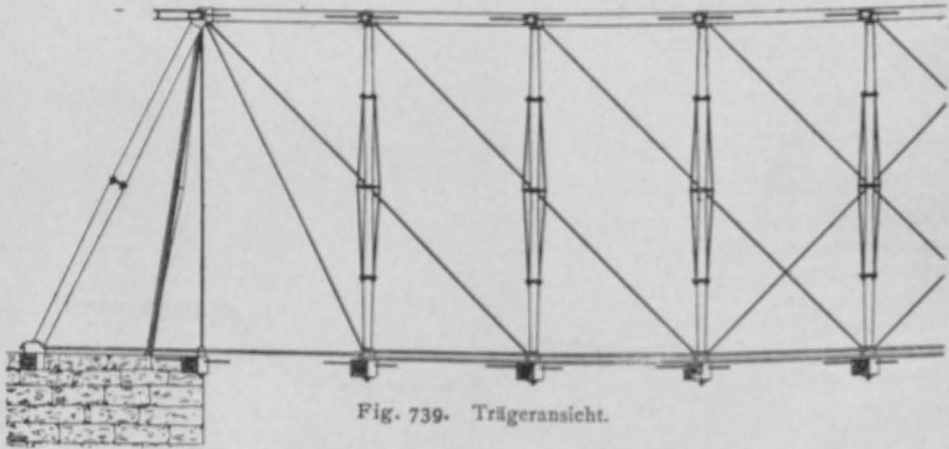


Fig. 739. Trägeransicht.

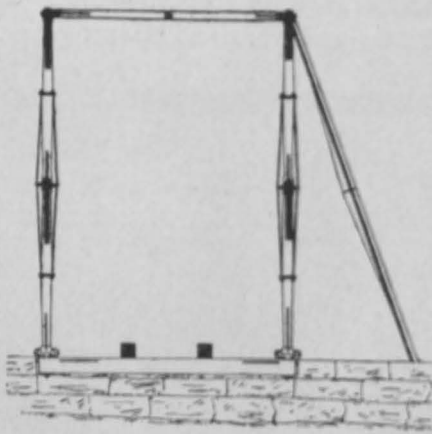


Fig. 740. Brückenquerschnitt.

Fig. 739—740. Trägeransicht und Brückenquerschnitt der ersten WHIPPLE-Träger-Brücke auf der Rensselaer-Saratoga-Bahn. 1852—1853.

und *Bolzenverbindungen* (pin-connections) entwickelt hat. WHIPPLE legte seinen damaligen Berechnungen von *Eisenbahnbrücken* folgende Zahlen zugrunde:

Verkehrslast (live load):

1 Tonne/Fuß, gleich etwa 3 t/m.

Zulässige Spannungen (unit strains):

für *schweißeiserne* Zugglieder $10000 \text{ #}/\square$,
gleich etwa 700 atm,

für *hohle gedrückte gußeiserne* Pfosten, deren Länge 18 Durchmesser nicht überstieg, 10000 bis 12000 $\text{#}/\square$,
gleich 700 bis 840 atm,

für *Straßenbrücken* ließ er um 50 Hundertstel größere Spannungen zu.

Obwohl WHIPPLE bei den vielen Brücken, die er baute, durchweg *Obergurte* und *Ständer aus Gußeisen* bildete, so sind doch seine Schöpfungen, sowohl im Einzelnen als auch in ihrer Gesamtanordnung, für die heutige amerikanische Bauart in manchen Punkten vorbildlich gewesen. WHIPPLE empfahl als vorteilhaftes Verhältnis von Höhe zur Stützweite eines Trägers das Maß von 1:6 und für die Neigung der Endpfosten und der Wandstreben den Winkel von 45 Grad. Seine

Schrift enthielt u. a. auch eine Tabelle über Abmessungen von Hohl- und Vollsäulen, sowie auch Säulen von kreuzförmigem Querschnitte.

Das erste Modell seines *Parallel-Trapezträgers* stellte WHIPPLE im Jahre 1847 in Amerika aus und nannte die Brücke damals »*The Whipple trapezoidal truss bridge*«, wobei er auf ihre wohl durchdachte und genau berechnete Gesamtanordnung³¹² hinweist.

Besondere Erwähnung verdient auch eine Parallelträger-Brücke, die WHIPPLE (1852—1853) auf der Rensselaer-Saratoga-Eisenbahn baute. Sie war etwa 45 m weit und ihre Träger zeigten *geneigte Endständer*. Das waren die eigentlichen WHIPPLE-Träger. Obergurt und Ständer waren aus Gußeisen, der Untergurt und die Wandstreben aus Rundeisen hergestellt. Die Wandgliederanschlüsse wurden im Obergurt durch Bolzen, im Untergurt durch Gußkörper und Schrauben bewirkt (Fig. 741). Bis zum Jahre 1883 stand die Brücke im Betriebe und sollte dann abgebrochen werden. Vorher brach noch eins der Rundeisen in der Wand mit einem »verdächtig aussehenden Bruche«. Die Brücke behielt aber trotzdem genügende Tragkraft, so daß ein Unfall verhütet wurde.

4. Neben WHIPPLE waren eine Reihe von anderen Ingenieuren im nordamerikanischen Eisenbrückenbau mit Erfolg tätig. Darunter sind zuerst zu nennen NATHANIEL RIDER, HERMANN HAUPT, HOWARD CARROLL und CHARLES HILTON.

RIDER baute 1847—1850 eine große Zahl von Brücken für die New York-Harlem-, Erie- und andere Bahnen. Es waren *Parallelträger*-Brücken mit mehrteiligem durch Ständer versteiften Strebenfachwerk. Obergurt und Ständer waren aus Gußeisen, Streben und Untergurt aus schweißeisernen Flacheisenstäben gebildet. Um die Wandglieder in steter Spannung zu erhalten, waren zwischen

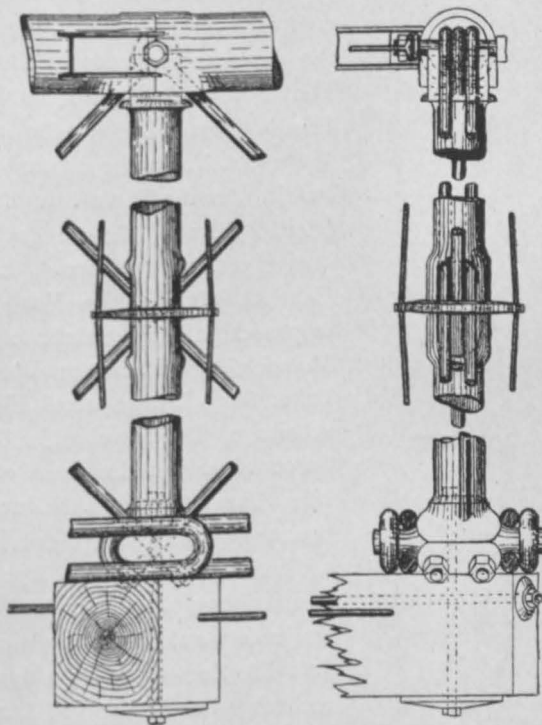
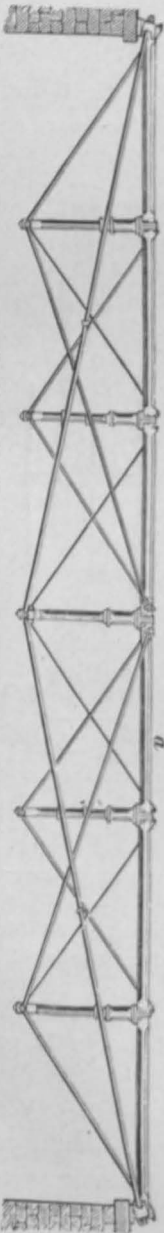


Fig. 741. Knotenverbindungen der ersten WHIPPLE-Träger-Brücke auf der Rensselaer-Saratoga-Bahn. 1852—1853.

³¹² GREINER, The american railroad viaduct. Its origin and evolution. Trans. of the Americ. Society of Civil Engineers. Discussion. 1891. Bd. 25. S. 363.

Ständern und Obergurt Keile eingelegt. Die Brückenglieder jeder Sorte waren gleichquerschnittig und untereinander verbolzt. Danach war die RIDER-Bauart eine Nachbildung derjenigen von LONG in Eisen und ebenso wenig zweckmäßig als die in Eisen nachgebildete HOWE-Bauart. Für Holzbrücken hatten beide Bauarten ihre Berechtigung, weil Holzstäbe ohne künstliche Anspannungsmittel nicht derart verbunden werden können, daß sie auf Zug gehörig zusammen schließen. Für das Eisen kommt dieser Grund aber in Wegfall.

Fig. 742. Hauptträger nach Fink der Brücke über den Wheeling-Creek der Baltimore-Ohio-Bahn. 1852.



HAUPT und CARROLL haben sich besonders um die Feststellung von *zulässigen Spannungen* und von Grundregeln für die Gesamtanordnung der Brückenentwürfe verdient gemacht. HAUPT versuchte 1840 als beratender Ingenieur des Staates Pennsylvanien Zahlen für zulässige Spannungen auf dem Wege des Versuches zu finden. 1851 veröffentlichte er eine Schrift über die Theorie des Brückenbaues, worin $10000 \frac{H}{\square}$ (gleich 700 atm) für die Zuganker der HOWE-Träger für zulässig gehalten werden. Im Jahre 1859 baute HOWARD CARROLL für die New York-Central-Eisenbahn eine *genietete* engmaschige Fachwerkbrücke von etwa 20 m Weite über den Mohawkfluß bei Schenectady mit zweigleisiger oben liegender Bahn. Die Brücke besaß Flacheisenzugständer und T-querschnittige Druckstreben. Es war die *erste Eisenbahnbrücke Amerikas*, die (nach englischer Art) *ganz aus Schweiß-eisen hergestellt* war. Ihre Herstellungsbedingungen und Spannungsberechnungen sind noch vorhanden: Verkehrslast $1 \text{ t/Fuß} = \text{etwa } 3 \text{ t/m}$; Eigengewicht samt Verkehrslast wurden als beweglich eingeführt, was insofern ja nicht falsch war, als jenes Gewicht im Vergleich zur Verkehrslast nur klein ausfiel. Für Zug wurde $\sigma = 640 \text{ atm}$, für Druck $= 560 \text{ atm}$ gerechnet. Für Längenverhältnisse größer als 20 Durchmesser ermäßigte sich der zulässige Druck auf 500 atm. In den Arbeitsbedingungen für die Werkstätten wird sauberes Beschneiden der Platten und Stäbe, sowie auch glattes Bearbeiten oder Hobeln der Kanten verlangt, um in allen Teilen dicht schließende Stöße (34) zu erhalten. Die Niete waren 1 Zoll (25 mm) stark, in Wandgliederkreuzungen $\frac{5}{8}$ Zoll (16 mm). Für die Nietlochherstellung war sauberes Stanzen vorgeschrieben.

CHARLES HILTON, ein Schüler von CARROLL, folgte dem von seinem Lehrer gegebenen Beispiele und baute durchweg (nach europäischer Art) genietete Brücken. Besondere Erwähnung verdient eine derartige aus dem Ende des 6. Jahrzehntes (1860) stammende Brücke der Boston-Albany-Eisenbahn, genannt die *Arsenalbrücke*. Sie lag bei Brighton (Massachusetts) und besaß, bei etwa 30 m Weite, drei

Hauptträger mit engmaschiger Wandgliederung. Die schweißeisernen Ober- und Untergurte zeigten röhrenförmigen Querschnitt, aus je vier \square -Stäben gebildet, zwischen welche die Wandglieder faßten. Die Zugständer waren in Gußeisensätteln befestigt, die mit den Gurten verbunden waren.

Über eine Spannweite von 50 m kam aber im 6. Jahrzehnt keiner der vorgenannten Ingenieure hinaus. Die Erbauer der ersten weitgespannten amerikanischen Eisenbrücken waren FINK von der Baltimore-Ohio-Bahn und LINVILLE von der Pennsylvania-Bahn. Wie die Tabellen 25 und 26 (107). näher erläutern schuf FINK schon im 6. Jahrzehnt (1858) eine Monongahelabrücke mit drei Öffnungen von je 60 m Weite (Fig. 747—749) und im 7. Jahrzehnt folgten seine berühmte Ohiofallbrücke bei Louisville (Fig. 759—764), sowie die von LINVILLE entworfenen beiden Ohiobrücken bei Steubenville und Parkersburg (1863—1870).

5. Unter dem erschreckenden Eindrucke vieler Brückeneinstürze bereitete sich im amerikanischen Brückenbau schon im 6. Jahrzehnt unter besonders tätiger Mitwirkung von FINK und LINVILLE eine langsame Wandelung vor. Dem Einsturze einer Brücke der RIDER-Bauart auf der Eriebahn (1850) folgte eine lange Reihe von traurigen Unglücksfällen ähnlicher Art, was die zuständigen Eisenbahnbehörden veranlaßte, das Abbrechen aller bestehenden RIDER- und WHIPPLE-Brücken, sowie deren Ersatz durch Holzbrücken anzuordnen. Dieser Rückschritt zum Holzbau blieb aber eine vorübergehende Erscheinung. Denn es traten bald neue Arten von Eisenträgern in den Vordergrund.

Unter der Oberleitung von BENJAMIN LATROBE, dem Obergeringenieur der Baltimore-Ohio-Eisenbahn übernahmen damals FINK und BOLLMANN die Führung im Brückenbau. So entstanden 1851—1852 die ersten FINK- und BOLLMANN-Träger (Fig. 742—746) die — wenn auch nach heutigen Anschauungen in manchen Teilen mangelhaft — doch damals wesentliche Verbesserungen des Bestehenden bedeuteten. Im Vergleich mit den zur gleichen Zeit in Europa geschaffenen besseren Trägerarten müssen sie allerdings sehr zurückstehen. Ein Beispiel genügt, um das darzutun. Die Fig. 744—746 veranschaulichen die Einzelheiten der älteren FINK-Träger: Zug- und Druckglieder der Wand waren scharf getrennt, jene aus Schweißeisen, diese aus Gußeisen gebildet. Die Darstellungen lassen ohne besondere Erläuterungen die damalige gefährliche Art der Verbindungen von Guß- und Schweißeisen deutlich erkennen. Wesentliche Verbesserungen zeigten die FINK-Träger der 1858 gebauten Brücke der Baltimore-

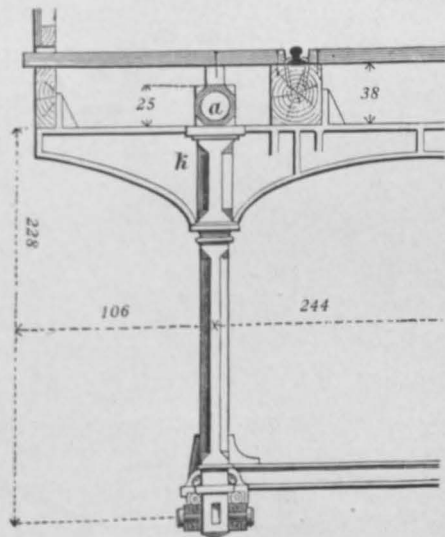


Fig. 743. Querschnitt der Brücke über den Wheeling-Creek der Baltimore-Ohio-Bahn. 1852.

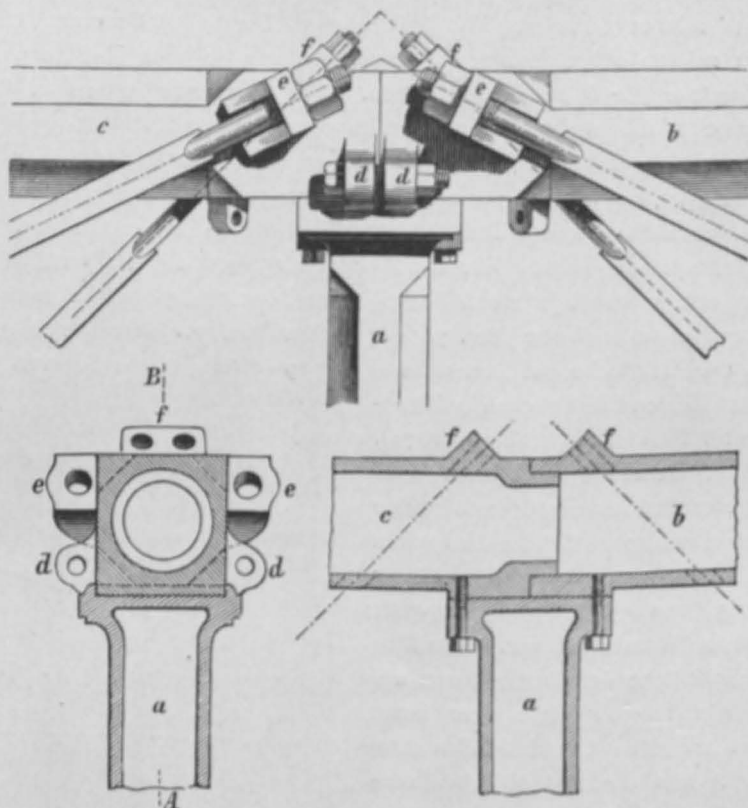


Fig. 744. Verbindungen über dem Mittelpfeilerposten des Obergurtes.

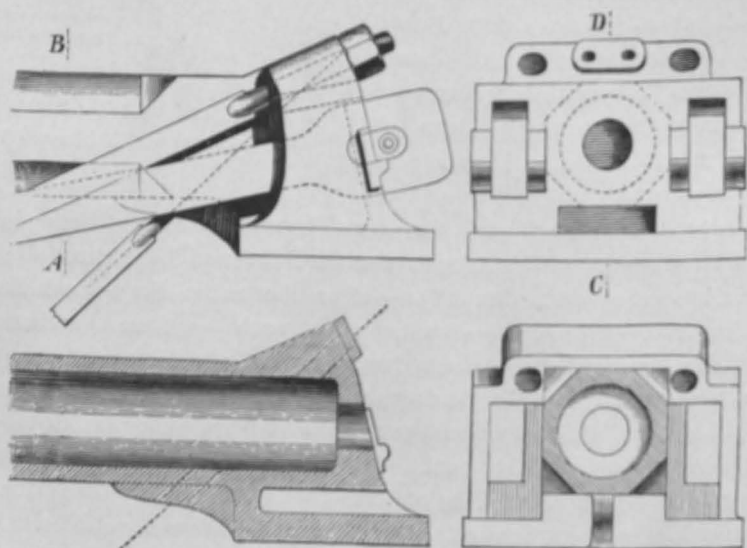


Fig. 745. Endstück eines Obergurstückes mit dem Lagerschuh.

Fig. 744—745. Einzelheiten der Verbindungen in den ältern FINK-Trägern der Baltimore-Ohio-Bahn. 1852.

Ohio-Bahn über den Monongahela bei Clarksburg mit 60 m Stützweite (Fig. 747 bis 749 und Tabelle 25).

Gleichzeitig mit FINK und BOLLMANN wirkten die schon erwähnten Ingenieure CARROLL und HILTON der New York-Central-Bahn, sowie auch LINVILLE, der Berater der Pennsylvania-Bahn, und dessen Schüler MURPHY. LINVILLE und MURPHY traten in die Fußtapfen von SQUIRE WHIPPLE, dessen Lehren Jahrzehnte lang in ganz Pennsylvanien und dem Westen herrschten. LINVILLE hatte anfangs einen schweren Stand, weil seine Vorgesetzten, sozusagen, noch mit dem Gußeisen verheiratet waren. 1861 baute er eine Schuylkillbrücke, die zum ersten Male *breit geschmiedete* Augenstäbe, sowie auch Ständer von Schweißeisen zeigte. 1863 befürwortete er die Bauart durchweg schweißeiserner Träger, konnte sein Vorhaben aber erst später durchsetzen.

LINVILLES Schüler JOHN MURPHY führte den WHIPPLE-Träger ein und baute 1858 bis 1859 eine mit solchen Trägern ausgerüstete Brücke von etwa 50 m Weite über den Kanal von Philippsburg auf der Lehighthalbahn. Dies war (nach COOPER³¹³) *die erste durchaus mit Bolzenverbindungen versehene Brücke*. Sie wurde 1869 abgebrochen und in der Mittelöffnung einer langen Holzbrücke in Towanda wieder verwendet, um deren Feuergefährlichkeit zu beschränken. Zehn Jahre später wurde sie über dem Shepherds Creek auf der South-Centralbahn wieder aufgebaut. Schließlich außer Betrieb gesetzt, ist sie im Fairmountpark von Philadelphia zur Aufstellung gekommen, wie es die Fig. 750 veranschaulicht. MURPHY hat dann 1863 eine Brücke für die Lehighthalbahn gebaut über den

Lehighfluß bei Mauch Chunk, deren Obergurte und Ständer aus Schweißeisen waren. Dies soll *die erste amerikanische Brücke* gewesen sein, in welcher sowohl Zug- als auch Druckglieder aus Schweißeisen hergestellt waren. Nur an den Knotenpunkten waren noch kurze gußeiserne Stoßblöcke (joint blocks) eingeschoben.

Während sich auf solche Weise allmählich die ganz schweißeisernen Bolzenbrücken — das pin connected work — entwickelten, pflegte man bei der New York-Centralbahn unter der Leitung von CHARLES HILTON, des Nachfolgers von HOWARD CARROLL, die durchweg vernieteten Träger mit mehrteiliger Wandgliederung und schrägen Endpfosten (riveted work). Es waren aber wiederum

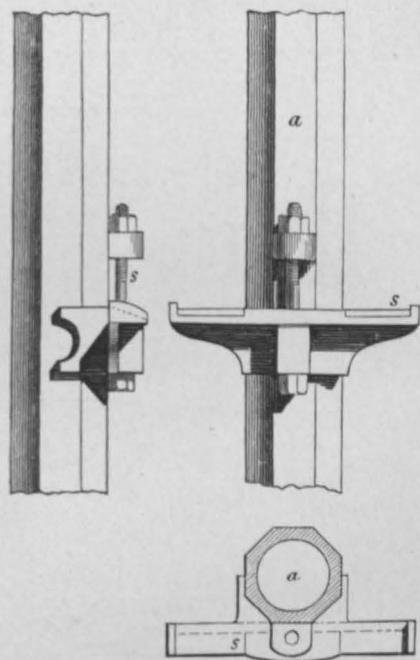


Fig. 746. Verschiebliche Lager *s* der Pfosten zum Stützen der Zugstreben der Fig. 744 und 745.

³¹³ COOPER, American railroad bridges. Trans. of the American Soc. of Civ. Engineers. 1889. Bd. 21. S. 1 u. 566.

die erwähnten besonderen natürlichen Verhältnisse des Landes, die schließlich zur Ausbreitung der Bolzenbrücken-Bauart führten. Der gewaltige Aufschwung der Verkehrsverhältnisse, die Notwendigkeit rasch und Jahrzehnte lang in unwirtschaftlichen, wenig bevölkerten Gegenden, ohne einen geschulten Stamm von Arbeitern,

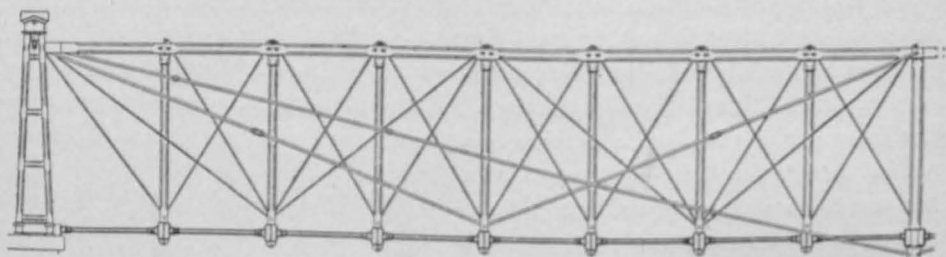


Fig. 747. Ansicht der Träger.

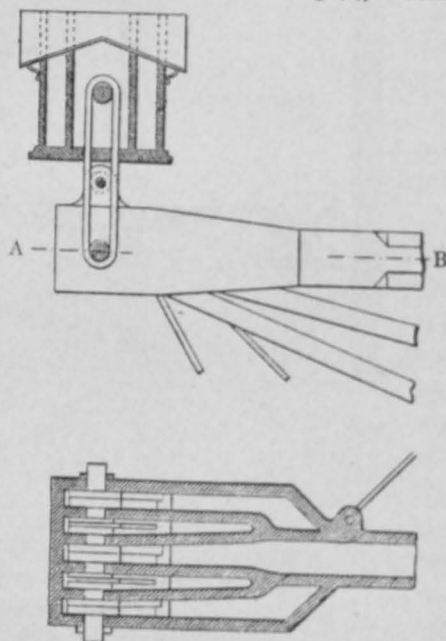


Fig. 748.
Ansicht und Querschnitt *AB* des Endknotens im Obergurt.

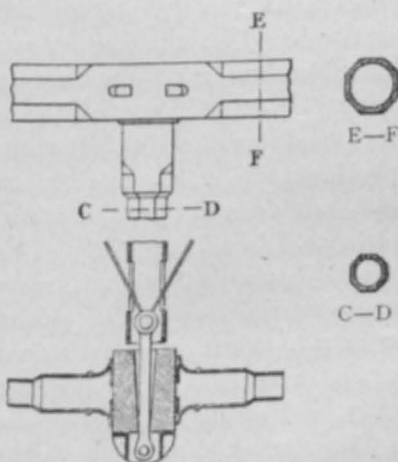


Fig. 749. Ansicht eines Obergurt- und Längsschnitt eines Untergurtnotens, sowie Querschnitte *EF* und *CD*.

Fig. 747—749. Monongahelabrücke bei Clarksburg in der Baltimore-Ohio-Bahn.
BOLLMANN und FINK. 1858.

bauen zu müssen, stellte an die amerikanischen Ingenieure besondere Forderungen, wie sie bei der Entwicklung des Eisenbrückenbaues von Europa nicht oder doch nicht in gleichem Maße zu berücksichtigen gewesen waren. Um daher die Dauer der Aufstellung von Eisenbrücken möglichst zu kürzen und diese derart zu vereinfachen, daß sie ohne eine große Zahl von geschulten Arbeitern durchgeführt werden konnten, wurden BOLLMANN, FINK, PRATT, POST (Fig. 751—758) und andere

amerikanische Ingenieure dahin geführt, bequeme Knotenverbindungen einzuführen, wie sie in Europa vom *WARREN-Träger* her bekannt und erprobt waren (102). Außerdem suchte man dabei möglichst viele Brückenteile ganz gleich zu gestalten, so daß bei ihrer Aufstellung ein Vertauschen keinen Schaden anrichten konnte. Einzelne nach Südamerika verschickte Brücken mußten dort sogar ohne besonders geschultes Personal von Matrosen aufgestellt werden. Unter solchen zwingenden Umständen ist die amerikanische Bauart der Bolzenbrücken entstanden, deren neueste Wandlungen im § 11 beschrieben werden.

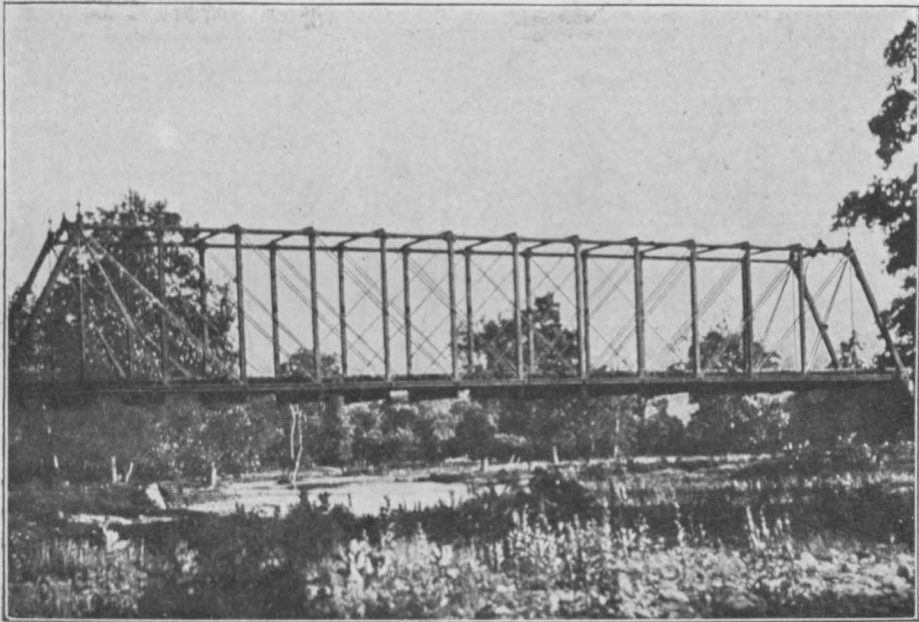


Fig. 750. WHIPPLE-Brücke der Lehighthalbahn über den Kanal bei Philippsburg.
MURPHY. 1858—1859.

Erste durchaus mit Bolzenverbindungen versehene Eisenbrücke Amerikas.

6. Nach erfolgter Beendigung des amerikanischen Bürgerkrieges (1865) und im ursächlichen Zusammenhange mit der stark wachsenden Ausdehnung des Eisenbahnnetzes hat sich der Balkenbrückenbau Nordamerikas im 7. und 8. Jahrzehnt überraschend schnell und in eigenartiger Weise weiter entwickelt, wie es die Tabellen 25—28 (107 u. 108) ergeben. Die von LINVILLE und FINK unter Zugrundelegung des WHIPPLE-Trägers geschaffenen großartigen Überbauten der drei Ohio-Brücken, bei Steubenville, Parkersburg-Bellaire und Louisville (Fig. 759 bis 764), eröffneten die heute unabsehbare Reihe der amerikanischen weitgespannten Eisenbrücken. Obenan steht (1868) die *Ohiofallbrücke* bei Louisville. Ihre Weiten von 112—122 m wurden seinerzeit nur übertroffen von der 150 m messenden Weite der Hauptöffnung der 1863—1868 gebauten Leckbrücke bei Kuilenburg auf der Holländischen Staatsbahnlinie Breda-Utrecht.

Aber trotz der Vorbilder einzelner sachgemäß hergestellter Eisenbrücken beharrte die Mehrzahl der amerikanischen Ingenieure noch bei der übertriebenen Verwendung von Gußeisen und bei der Herstellung von mangelhaften Knotenverbindungen und unzureichend widerstandsfähigen Querverbänden (44 u. 45). Besonders die bis zur Mitte des 7. Jahrzehntes im amerikanischen Brückenbau ziemlich alleinherrschenden Brückenbau-Gesellschaften, von denen jede ein eigenes Geschäftsfeld besaß und ungestört aberntete, wollten den ihnen bequemen Gebrauch des Gußeisens auch dann noch nicht fahren lassen, als Europa darüber bereits längst den Stab gebrochen hatte. Da trat 1876 ein trauriges Ereignis

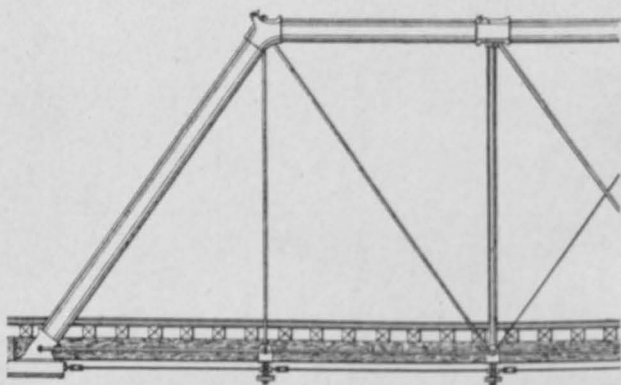


Fig. 751. Ansicht.

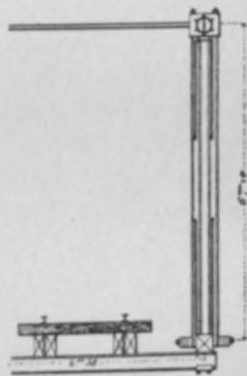


Fig. 752. Querschnitt.

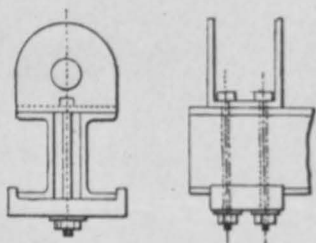


Fig. 753. Querträgeraufhängung.

Fig. 751—753. Sogenannte PRATT-Träger. 22 m Stützweite.

ein, das auf dem angedeuteten Felde nach der Art eines schweren Gewitters luftreinigend wirkte. Es war der Schrecken erregende Einsturz der *Astabulabrücke* (S. 585) auf der Michigan-Südbahn, der Landes- und Eisenbahnbehörden aus ihrem bisherigen untätigen Sicherheitswahne aufschreckte und zu umfassenden Untersuchungen der bestehenden Eisenbrücken veranlaßte. Das gab den Anstoß zur allgemeinen Einführung von *Baubedingungen* für den Entwurf und die Herstellung von Eisenbrücken, wodurch der bisherigen Willkür

von Unternehmern angemessene Schranken gesetzt wurden. Derartige Baubedingungen waren in einzelnen Fällen seit 1847 durch WHIPPLE, HAUPT und CARROLL, wie beschrieben, schon angewendet worden (S. 588). Ihre weitere Entwicklung soll nachfolgend dargelegt werden.

7. Bis zum Jahre 1870 ist es in der Regel in Amerika nicht Gebrauch gewesen Baubedingungen vorzuschreiben. Die Verkehrslast wurde für ein *Gleis* ganz allgemein mit $1 \text{ t/Fuß} = 3 \text{ t/m}$ angesetzt. Bei der Pennsylvania-Bahn wurde dieser Satz (in den Jahren 1861—1863) von $3,75 \text{ t/m}$ bis $4,5 \text{ t/m}$ erhöht und 1865 setzte ihn LINVILLE für einige von der Keystone Bridge Company entworfene Brücken auf 6 t/m fest. Bei den Linien der New York-Centralbahn galt

1865 noch der Satz von 4,5 t/m. Die Gesellschaft CLARKE, REEVES & Co., aus welcher später die PHOENIX BRIDGE COMPANY hervorging, legte 1871 für den Bau von Eisenbrücken kleinerer Weiten noch den Satz von 6 t/m zugrunde. Dieses Werk war wohl das erste in Amerika, das für die Wandglieder kleinere zulässige Spannungen in Rechnung brachte, als für die Gurte, und das namentlich für die Bolzen, auf welche sich die Fahrbahn stützte, wegen der Stoßwirkungen, nur die kleinsten Spannungen zuließ.

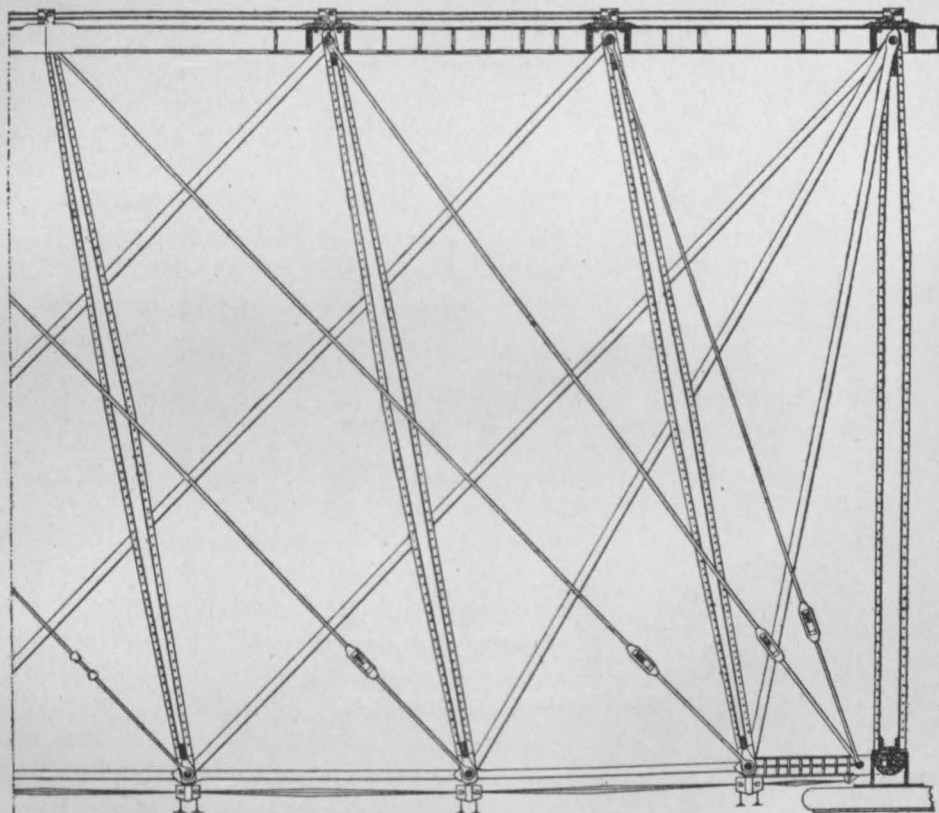


Fig. 754. Trägeransicht der Missouri-Brücke bei Omaha. Bauart POST.
76,25 m Stützweite. 1871.

Eine entscheidende Wendung nahm das Schaffen von Baubedingungen, als der amerikanische Verein der Eisenbahnbau- und Betriebs-Ingenieure einen Ausschuß einsetzte, der kürzlich einen ausführlichen, vortrefflichen Bericht über die amerikanischen Bestrebungen zur Festsetzung einheitlicher Bestimmungen (specifications) für den Bau von Eisenbrücken veröffentlicht hat³¹⁴. Indem ich hinsichtlich des Wortlautes einzelner der bemerkenswerten ältern Bestimmungen auf den Anhang (§ 14) verweise, gebe ich an dieser Stelle einen Überblick vom Werdegange jener »Specifications«, die heute in Amerika für die besten gelten

³¹⁴ Historical Sketch of the development of American bridge specifications.

und dort weit verbreitet sind. In vielen Punkten empfehlen sie sich auch für europäische Verhältnisse zur Nachahmung, weil sie in sachgemäßen und einfachen Formen gekleidet erscheinen. Jedenfalls gibt es in Europa heute nichts, das sich diesen »Specifications« in allen Teilen ebenbürtig zur Seite stellen könnte.

Einiges aus den ältesten bekannten einheitlichen Bestimmungen vor 1873, aus den ersten Bedingnisheften der Eriebahn in den Jahren 1873—1874, sowie aus

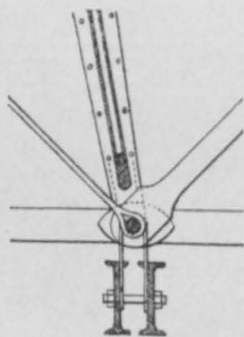


Fig. 755. Untergurt.

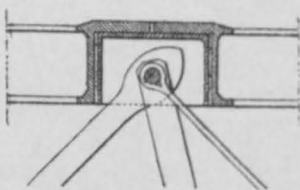
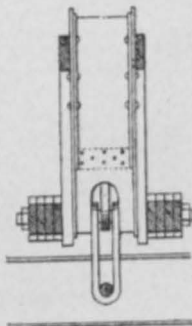


Fig. 756. Obergurt.

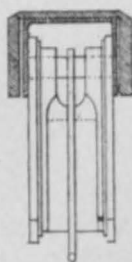


Fig. 755—756. Knotenverbindungen.

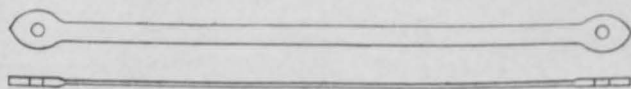


Fig. 757. Augenstäbe des Untergurtes.

Fig. 755—758. Missouri-Brücke bei Omaha.
Bauart POST. 1871.



Fig. 758. Schrägpfeiler der Wand.

den geschichtlich besonders bemerkenswerten Baubedingungen vom Jahre 1875 für die Brücken der Cincinnati-Südbahn und der Bedingungen COOPERS vom Jahre 1879, vergleiche man im Anhang (§ 14). In der Zeit, als jene Bedingungen geschaffen wurden, stand der amerikanische *Balkenbrückenbau* im Auslande noch in wenig gutem Ansehen³¹⁵.

³¹⁵ MEHRTENS, Weitgespannte Strom- und Talbrücken der Neuzeit. Zentralbl. d. Bauverw. 1890. Sonderdruck. S. 6.

Nach dem Falle der *Astablubrücke* befreiten sich die amerikanischen Eisenbahn-Ingenieure mehr und mehr von der bisherigen Bevormundung der Brückenbau-gesellschaften. In dem genannten Bedingungshefte der Cincinnati-Südbahn vom Jahre 1875 (§ 14), das von den Ingenieuren BOUSCAREN und LOVETT herrührte, waren für die damalige Zeit u. a. schon folgende Neuerungen enthalten: Eine Darstellung mit Angabe der Radlasten und Achsstände des den Berechnungen zugrunde zu legenden *Lastenzuges*; Vergrößerung dieser Lasten für *dynamische Einflüsse*, Aufnahme von ausführlichen Vorschriften über die *Prüfung des Eisens*, wobei sogar noch für jeden Stab das *Dehnungsmaß* zu bestimmen war, weil man in den Querschnitten jedes Brückengliedes gleiche Dehnungen erhalten wollte. Diese Bestimmung ist im Laufe der Zeit mit Recht in Fortfall gekommen. Last-zuschläge für dynamische Einflüsse sind aber bis heute noch im Gebrauche. Die Vorschrift, nach welcher die Beiwerte der RANKINE-GORDON-Formel (St. III. 27) durch Versuche mit fertig genieteten (full-sized) Stabquerschnitten ermittelt werden mußten, hat viele ähnliche Knickformeln ins Leben gerufen. Die übermäßige Forde-rung von 60000 lbs oder 4220 atm Zugfestigkeit der Eisenstäbe — ebenso auch die Zugproben unter scharfem Hammerschlag — wurden später (1880) fallen gelassen.



Fig. 759. Hauptträger der Ohiofallbrücke bei Louisville.

8. Im Jahre 1876 trat der Entwurf für eine Eastriverbrücke in New York an die Öffentlichkeit³¹⁶. Die Brücke sollte über Blackwells Island führen. Die vom Obergeringieur OCTAVE CHANUTE der Eriebahn, einem um das Bedingungswesen hochverdienten Mann, herrührende Baubeschreibung dieser Brücke enthält folgende bemerkenswerte Stellen:

»Zugstäbe: Für Eigengewicht, Windkräfte und Einflüsse von Luftwärme-veränderungen soll ein Sicherheitsgrad von drei gelten, während für Verkehrs-last der Sicherheitsgrad zu acht angenommen werden soll.«

Für nach der RANKINE-GORDON-Formel zu berechnende *Druckstäbe* will CHANUTE den Sicherheitsgrad ähnlich wie für Zugstäbe festsetzen. Es sollte nämlich (nach erfolgter Berechnung der Druckkraft) für Eigengewicht *dreifache*, für Verkehrslast aber *sechsfache* Sicherheit gelten; oder die gleichwertige Be-lastung X für beide Einflüsse zusammen sollte aus der Formel

$$3E + 6V = 3X$$

berechnet werden. Darin ist V die aus der Verkehrslast, E die aus dem Eigen-gewichte herrührende größte Achsenkraft des Druckstabes, und der Sicherheitsgrad der gleichwertigen Belastung X ist 3.

³¹⁶ Report of consulting engineers, appointed to recommend a plan for the *New York and Long Island Bridge* across the East River at Blackwells Island. New York. 1876.

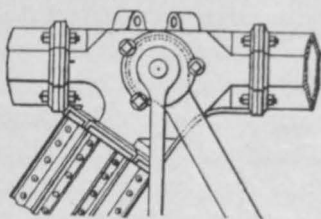


Fig. 760.

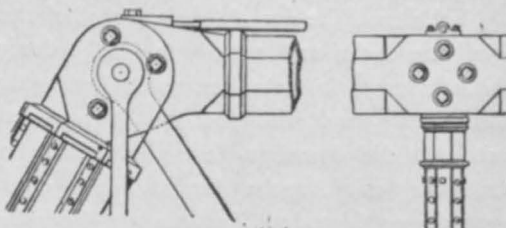


Fig. 761

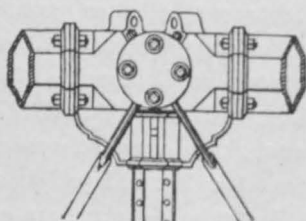


Fig. 762.

Fig. 760. Obergurtnode mit Druckstrebe und Zugbändern.

Fig. 761. Endständerknoten und Zugständerknoten des Obergurtes.

Fig. 762. Obergurtnode mit Zugbänderanschluß.

Fig. 763. Endständerknoten im Untergurt mit Lager und Windverbandanschluß.

Fig. 764. Untergurtnode mit Druckstreben- und Zugbänderanschluß.

Fig. 760—764. Ohiofallbrücke bei Louisville.
FINK und VAUGHAN. 1868—1870.

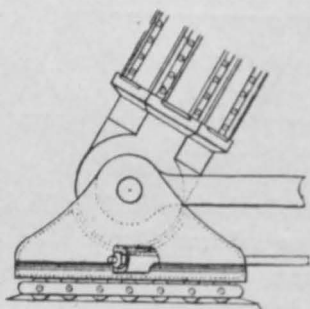


Fig. 763.

Aus diesen beiden bemerkenswerten von CHANUTE veranlaßten Vorschriften spricht derselbe wissenschaftliche Geist, wie er seit GERBER (1859), WÖHLER und SPANGENBERG (1859 bis 1870) bei der Ausbildung deutscher Baubedingungen bis heute dauernd und vorbildlich für die gesamte — besonders auch amerikanische — technische Welt tätig gewesen ist (27—29).

In dem 1879 von THEODORE COOPER — drei Jahre nach dem Falle der Astabulabrücke — verfaßten Bedingungshefte der Eriebahn wurden für Eisenbahnbrücken folgende Hauptträger-Stützweiten empfohlen:

für Walzeisenträger . . .	bis 17' = 5,2 m
» Blechbalken . . .	> 40' = 12,2 »
» genietete, engmaschige	
Fachwerke . . .	> 75' = 23,0 »
» Bolzenbrücken . . .	über 75' = 23,0 »

Dies Bedingungsheft, dessen weitere bemerkenswerte Angaben im Anhang (§ 14) gegeben werden, war so allgemein gehalten und

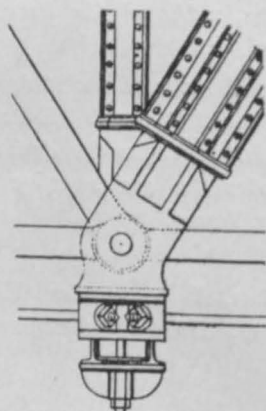


Fig. 764.

im einzelnen so tüchtig und praktisch ausgearbeitet, daß es, außer auf der Eriebahn, auch noch von andern Bahnen benutzt worden ist und die Grundlage für eine Reihe von neuern, durch COOPER im öffentlichen Interesse herausgegebenen Vorschriften gebildet hat.

Abgesehen von den erwähnten Vorschlägen des Oberingenieurs CHANUTE der Eriebahn (1876) wurde das sogenannte wissenschaftliche Verfahren der Festsetzung von zulässigen Spannungen in Amerika bis zum Jahre 1885 nicht geübt, obwohl es in Deutschland schon von 1859 ab durch GERBER (Fig. 721, S. 576) und von 1873 ab durch LAUNHARDT³¹⁷ eingeführt war. Im Jahre 1885 fand im Amerikanischen Verein der Civilingenieure eine Besprechung des von WILSON vorgelegten Bedingnisheftes der Pennsylvania-Bahn statt. Dabei stellte WILSON fest, daß er schon seit 1880 eine vom Professor WILLIAM CAIN (1877) der LAUNHARDT-Formel (29) nachgebildete Formel gebraucht habe, worin nicht allein der *Belastungswechsel*, sondern auch *dynamische Einflüsse* eingeschlossen seien.

Auf diese ersten Anfänge der wissenschaftlichen Behandlung von Sicherheitsfragen folgte bald — ähnlich wie es früher (1874—1890) in Deutschland geschehen war — ein etwas wildes Suchen nach wissenschaftlichen Formeln, von denen eine der andern so ähnlich sah, wie ein Ei dem andern. Manche Streiter auf diesem theoretischen Gebiete kamen »fresh from German universities, where instruction in mechanics was on a much higher plane than obtained in this country, and the conditions were favorable for a rapid advance«. So schreibt der Bericht-erstatte des erwähnten amerikanischen Ausschusses³¹⁸. Es muß aber gesagt werden, daß trotz aller dieser vorbildlichen, wissenschaftlichen Bestrebungen deutscher Ingenieure bis heute noch in keinem Staate des Deutschen Reiches einheitliche Bedingungen für den Bau von Eisenbrücken geschaffen worden sind, die sich (wie schon einmal gesagt) in praktischer und wissenschaftlicher Hinsicht mit den heutigen amerikanischen Vorbildern messen können. Das Haupthindernis für die Schaffung einheitlicher deutscher Vorschriften bildet, wie früher in vielen andern Dingen, so auch heute immer noch die Einheitsbestrebungen feindliche deutsche Kleinstaater.

Von dem Einflusse der *Einführung des Flußmetalles* auf die Schaffung der »Specifications« wird im § 11 die Rede sein. Den Wortlaut der »General Specifications for Steel Railroad Bridges« vom Jahre 1906, soweit dabei ihr erster Teil, der vom *Brückenentwurfe* handelt, in Frage kommt, findet sich im Anhang (§ 14). Der zweite Teil, der die Vorschriften über die *Prüfung des Eisens* und für die *Werkstattarbeiten* usw. enthält, wird im II. Bande im Wortlaute gegeben werden.

107. Übersichten der Balkenbrücken im 6. und 7. Jahrzehnt des 19. Jahrhunderts.

1. Die Anfänge des Baues eiserner *Balkenbrücken* fallen in das zweite Viertel des 19. Jahrhunderts und sind im vorigen (unter 100—106) geschildert worden.

³¹⁷ LAUNHARDT, Die Inanspruchnahme des Eisens. Zeitschr. des Arch. u. Ing.-Vereins in Hannover. 1873.

³¹⁸ Anmerk. 314, S. 595.

Für Beginn und Ende dieser ersten Entwicklungsspanne sind zwei von den STEPHENSONS, Vater und Sohn, geschaffene Bauwerke englischen Ursprunges bezeichnend, die fast ganz aus Gußeisen hergestellte *Grannlesbrücke* bei Auckland in der Stockton-Darlington-Bahn aus dem Jahre 1825 (Fig. 692, S. 556), und die 1850 vollendete, ganz schweißeiserne *Britanniabrücke* (101). Während die erstgenannte Brücke in ihrer urwüchsigen Bauart und mit ihren kleinen Weiten die Kindheit des Balkenbrückenbaues trefflich verkörpert, lassen der wahrhaft großartige Entwurf der weitgespannten Britanniabrücke und die bei ihrer Herstellung von den Erbauern bewiesene Umsicht und Unerschrockenheit erkennen, welche bedeutenden Fortschritte der europäische Balkenbrückenbau bereits in dem ersten Vierteljahrhundert seiner Entwicklung gezeitigt hat.

Im Beginne der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts beeinflusste das Vorbild Englands die festländische Bauart nur noch kurze Zeit. Besonders in Deutschland stellte man sich sehr bald auf eigene Füße. Das beweist am besten die

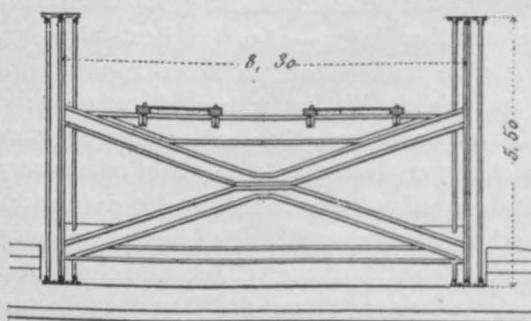


Fig. 765. Querschnitt der Langonbrücke über die Garonne. Bahnlinie Bordeaux-Cette. 1855.

große Zahl von eigenartigen, theoretisch und praktisch wohl ausgebildeten Eisenbrücken, die dort schon im 6. Jahrzehnt entstanden sind. Soweit diese mindestens eine Öffnung von 50 m Weite besitzen, werden sie in der folgenden Tabelle 25 aufgeführt. Unter den 21 Bauwerken der Tabelle zählt man neun aus Deutschland, Österreich und der Schweiz. Sechs darunter sind englischen, fünf

französischen und nur eine amerikanischen Ursprunges. Von den bei den Nummern 1—6 genannten Bauwerken war (unter 102—104) schon die Rede.

2. Sämtliche in der Tabelle 25 aufgeführten Bauwerke sind *Eisenbahnbrücken*. Die Aarebrücke in Bern (Nr. 12) ist zugleich Straßenbrücke. Das deutet an, wie der anfängliche Aufschwung im Balkenbrückenbau etwa gleichen Schritt mit der Ausdehnung des Eisenbahnnetzes gehalten hat. Vier der Brücken sind noch mit *vollwandigen* Hauptträgern ausgerüstet, die übrigen sieben *gegliedert*. Vollwandträger mit Kastenquerschnitt besitzt nur noch die *Viktoriabrücke* bei Montreal (Nr. 5). Ihre Kastenträger sind im wesentlichen Nachahmungen derjenigen der Britanniabrücke. Änderungen zeigen sie nur insofern, als in der großen Öffnung von 100 m Weite nur der Obergurt noch als *geschlossener Zellengurt* ausgebildet worden ist, während der Untergurt die mit vielen Gurtplatten versehene *LL-Form* erhalten hat. Außerdem sind die Träger *nicht durchgehend* angeordnet. Die *Blechträger* der französischen Eisenbahnbrücken (Nr. 7—9 u. 11) gehen alle über mehrere Öffnungen durch. Mit ihren großen Weiten und hohen Blechwänden standen sie seinerzeit schon vereinzelt da. Die *Langonbrücke* (Nr. 7) besitzt in ihrer Mittelöffnung die weitest gespannten Blechträger der Welt

Außerdem ist sie noch bemerkenswert durch ihre damals seltenen, einfachen Gurtquerschnitte (Fig. 646, S. 522) und durch ihre kräftigen Querverbände (Fig. 765). Bei den Hauptträgern der *Tarnbrücke* (Nr. 11) sind die Blechwände in der Nähe der Pfeiler, wo die größten Querkkräfte auftreten, durch Aufnieten von *fachwerkartigen Winkelleisensteifen* (Fig. 766) verstärkt worden.

Hohe versteifte Blechträger, wie die genannten französischen, wollte SCHWEDLER (Fig. 242, S. 219) schon 1851 als Ständerfachwerke aufgefaßt und berechnet haben und CULMANN (Fig. 652, S. 527) schlug (1852) vor, selbst niedrige Blechwände bei ihrer Berechnung durch Schrägstreifen in Strebenfachwerke verwandelt zu denken. Andere deutsche Theoretiker bemühten sich, die *Schubspannungen* in Blechwänden genauer zu ermitteln. KÖPCKE³¹⁹ gab 1858 ihre erste zeichnerische Darstellung und machte darauf aufmerksam, wie in Querschnitten, wo gleichzeitig starke Momente und Querkkräfte wirken, die Grenzspannungen nicht mehr in den Rändern, sondern im Innern dieser Querschnitte auftreten können. Die erste vollständige Berechnung der Blechträger, wobei auch für sämtliche Punkte eines Querschnittes die Hauptspannungen berechnet und dargestellt wurden, gaben (1857—1863) LAISSLE und SCHÜBLER³²⁰. Heute verwendet man in Europa Blechträger in der Regel nur für Weiten bis etwa 20 m. In Nordamerika verlegt man sie allerdings regelmäßig bis zu 25—30 m.

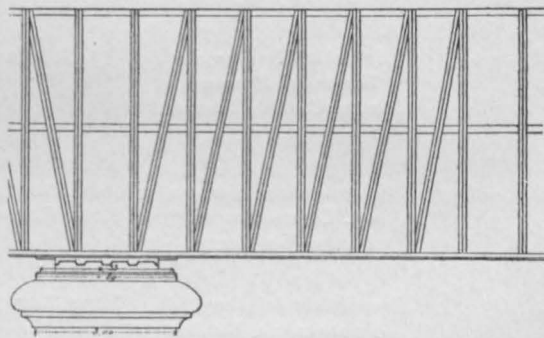


Fig. 766. Blechwandversteifung
der Tarnbrücke bei Moissac. Midibahn. 1856.

3. Von den in der Tabelle 25

genannten 17 *Brücken mit gegliederten Hauptträgerwänden* besitzen 13 *Parallelträger*. Davon sind sieben deutschen, österreichischen und schweizerischen, drei englischen und nur eine französischen Ursprunges. Von den übrigen vier Brücken sind drei mit *Linsenträgern* (Nr. 4, 13 u. 14) und eine mit *abgestumpften Bogen-sehnenträgern* (Nr. 3) ausgerüstet. Besonders bemerkenswert ist die *Garonnebrücke in Bordeaux* (Nr. 17), weil sie die erste französische Brücke ist, deren Hauptträger in allen Feldern *einteiliges Ständerfachwerk* mit Kreuzstreben (Gegenstreben) erhalten haben³²¹. In Deutschland wurde diese Art der Wandgliederung schon ein Jahr früher (1857) von SCHWEDLER* und MALBERG bei der *Flackenseebrücke in Erkner*²⁹³ auf der Eisenbahnstrecke Berlin-Frankfurt a. d. O. angewendet. Das *erste deutsche einteilige Ständerfachwerk*, mit Gegenstreben nur in denjenigen Feldern ausgerüstet, die Spannungswechsel erleiden, besitzt die 1858 von v. KAVEN²⁹²

³¹⁹ KÖPCKE, Versuch einer Theorie der sogenannten Abscherungsfestigkeit und Anwendung derselben auf Brückenträger. Zeitschr. des Arch.- u. Ing.-Vereins in Hannover. 1858.

³²⁰ LAISSLE und SCHÜBLER, Der Bau der Brückenträger. 1. Aufl. 1857. 4. Aufl. 1876.

³²¹ MORANDIÈRE, Anmerk. 235. S. 1069. Blatt 265.

Tabelle 25. Bemerkenswerte Balkenbrücken im

Nr.	Zeit des Baues	Name und Lage der Brücke	Entwurf- verfasser Ausführendes Werk	Öffnungen		Bauart der Brücke
				Zahl	Stütz- weiten m	
1	1850—1857	<i>Alte Eisenbahnbrücken der Linie Berlin-Königsberg: 1. Über d. Weichsel b. Dirschau 2. » » Nogat b. Marienburg</i>	LENTZE (Fig. 681)	6 2	130,90 101,40	Parallelträger, über zwei Öffnungen durchgehend. Offene Zellengurte. Eng- maschige versteifte Flach- eisen-Gitterwände (Fig. 680).
2	1851	<i>Trentbrücke bei Newark, Great Northern-Bahn (England)</i>	CUBITT, FOX, HENDERSON	1	72,30	WARREN-Träger (102). (Fig. 672).
3	1852	<i>Wycebrücke bei Chepstow, Great Western-Bahn (England)</i>	J. BRUNEL	1	90,20	Abgestumpfte Bogen- sehnenträger mit weit- maschigem Ständerfach- werk (104). (Fig. 686).
4	1853—1858	<i>Saltashbrücke über den Tamar bei Plymouth, Linie der Cornish-Eisenbahn</i>	J. BRUNEL	2	135,00	Linsenträger (104) mit Gegenfachwerk, gußeisernem Röhrenobergurt und schweißeisernem Ketten- untergurt (Fig. 691).
5	1854—1859	<i>Viktoriabrücke über den St. Lorenzstrom bei Montreal in Canada</i>	STEPHENSON, ROSS, HODGES	1 24	100,00 72,80 bis 75,30	Kastenträger. Gesamt- länge 2,79 km. Gesamt- kosten 36 000 000 Mark.
6	1855	<i>Boynebrücke bei Drogheda, Eisenbahnlinie Dublin- Belfast (Irland)</i>	JAMES BARTON	1 2	76,25 38,20	Parallelträger, über drei Öffnungen durchgehend (105), mit engmaschigem Strebenfachwerk der Wände (Fig. 716).
7	1855	<i>Garonnebrücke bei Langon, Linie Bordeaux-Cette, Midibahn</i>	FLACHAT	1 2	73,40 62,87	Blechträger, durchgehend. Vier Hauptträger für zwei Gleise, unabhängig vonein- ander (Fig. 646).
8	1855—1856	<i>Saônebrücke de la Quarantaine in Lyon, Mittelmeerbahn</i>	FOX, HENDERSON	2	61,50	Blechträger, durchgehend, auf gußeisernen Säulen.
9	1855—1858	<i>Brücke über die Vézérone- schlucht bei Seyssel, Linie Lyon-Genf, Mittelmeerbahn</i>	—	1 2	50,00 19,00	Parallelträger, durch- gehend, mit engmaschiger, durch Ständer versteifter Wandgliederung.
10	1855—1859	<i>Eisenbahn- und Straßen- brücke über den Rhein zwischen Köln und Deutz, Linie Köln-Minden</i>	LOHSE Köln-Mindener Eisenbahn- gesellschaft	4	99,00	Parallelträger mit eng- maschigen Flacheisen-Git- terwänden (Fig. 685).
11	1856	<i>Tarnbrücke bei Moissac, Midibahn</i>	DEBAUGE	3 2	67,66 45,90	Blechträger, durchgehend. Für zwei Gleise vier Haupt- träger, von denen die mitt- leren miteinander verbun- den sind (Fig. 766).

6. Jahrzehnt des 19. Jahrhunderts, mit Weiten über 50 m.

Nr.	Zeit des Baues	Name und Lage der Brücke	Entwurf- verfasser Ausführendes Werk	Öffnungen		Bauart der Brücke
				Zahl	Stütz- weiten m	
12	1856—1857	<i>Eisenbahn- und Straßen- brücke über die Aare bei Bern</i>	ETZEL, GROENICHER	1 2	57,20 50,00	Parallelträger, durch- gehend. Engmaschige Git- terwände durch Ständer ver- steift. Eiserne Pfeiler.
13	1857	<i>Isarbrücke bei Großhesselohe, Linie München-Salzburg</i>	PAULI, WERDER Klett & Co., Nürnberg	2	52,00	Linsenträger der Bauart PAULI (Fig. 703).
14	1857—1860	<i>Erstes Gleis der Rheinbrücke bei Mainz, Hessische Ludwigsbahn</i>	PAULI, WERDER, GERBER Gesellschaft Nürnberg	4	105,20	PAULI-Träger. Das zweite Gleis folgte 1870. Dazu 24 Öffnungen von 15,8 bis 35,0 m Weite.
15	1858	<i>Kinzigbrücke bei Offenburg, Badische Staatsbahn</i>	V. RUPPERT	1	62,80	Parallelträger. Eng- maschige, durch Parallel- schienen versteifte Flach- eisen-Gitterwände.
16	1858	<i>Eisenbahnbrücke über den Monongahela bei Clarksburg, Linie Baltimore-Ohio (Nordamerika)</i>	FINK	3	60,00	Bauart FINK. Parallel- träger mit eigenartigem Ständerfachwerk aus Guß- eisen- und Schweißeisen- stäben (Fig. 747).
17	1858—1860	<i>Garonnebrücke in Bordeaux, Midibahn</i>	ROCHE-TOLAY, REGNAULD	5 2	73,50 55,56	Parallelträger, durch- gehend, mit Ständerfach- werk und Kreuzstreben in allen Feldern.
18	1858—1860	<i>Alte Eisenbahnbrücke über den Rhein zwischen Kehl und Straßburg, Badische Staatsbahn</i>	KELLER Gebr. Benkiser, Pforzheim	3	60,00	Parallelträger mit eng- maschigen Flacheisen-Git- terwänden, über den drei mittleren Stropffeilern durchgehend. Vier Öff- nungen von je 26 m mit Drehbrücken (Fig. 767).
19	1859	<i>Eisenbahnbrücke über den Jumna bei Allahabad, Linie Calcutta-Delhi (Indien)</i>	RENDEL, Birkenhead	15	62,50	Bauart MOHNÉ (104). Zwei- teiliges Ständerfachwerk mit fallenden Zug- und Druck- streben (Fig. 768).
20	1859	<i>Brücke über den Eipel bei Szob, Staatsbahn Wien-Pest</i>	V. RUPPERT	1 2	56,52 44,27	Parallelträger, durch- gehend. Engmaschige Git- terwände mit besonders profilierten Stäben.
21	1859—1860	<i>Rheinbrücke der Linie Waldshut-Coblentz, Badische Staatsbahn</i>	GERWIG Gebr. Benkiser, Pforzheim	1 2	55,00 37,20	Parallelträger, über drei Öffnungen durchgehend, mit engmaschigen Flacheisen- Gitterwänden.

gebaute *Ilmenaubrücke* der Eisenbahnstrecke Lüneburg-Ülzen. Früher schon (1852) hatte BRUNEL ein klares Gegenfachwerk (St. II. 20) eingeführt (Nr. 3 u. Fig. 686, S. 553).

Abgesehen von den eben genannten wenigen Ausnahmen, wo Ständerfachwerk verwendet wurde, herrschten im Jahrzehnt 1850—1860 die sogenannten *Parallel-*



Fig. 767. Alte Kehler Eisenbahnbrücke über den Rhein. 1858—1860.

gitterbrücken mit engmaschiger Wandgliederung (102). Von den alten Dirschauer und Marienburger Brücken war bereits die Rede (103). Ihnen gegenüber weisen die *Kölner* und *Kehler* Brücken bereits einige selbständige Verbesserungen auf. Die *Kölner Brücke* (Fig. 685, S. 549) besteht aus zwei für Straße und Eisenbahn

getrennten Überbauten und die Hauptträger der Eisenbahnbrücken besitzen *Doppelgitterwände*, deren Versteifung durch zwischen genietete Gitterstäbe erfolgt, während die Hauptträger der Straßenbrücke nur *einfache* Gitterwände erhalten haben, die durch Ständer (bestehend aus Platten und Winkel) versteift sind. Die Hauptträgergurte erhielten T-Querschnitte, wie sie schon die Saalebrücke bei Grizehna zeigte (Fig. 657, S. 531). Die *Kehler Brücke* (Fig. 767) besitzt für die beiden Eisenbahngleise *drei* Hauptträger mit einfachen Gitterwänden und auf beiden Brückenseiten liegen die Fußwege auf Auskragungen, die mit den äußern Gitterwänden vernietet sind. Neu ist bei beiden alten Rheinbrücken auch die Ausbildung der *Querträger als Blechträger*, im Gegensatz zu den gegliederten Querträgern der ältern Brücken. Die Kehler Brücke besitzt überdies einen oberen Windverband, der aus Winkeleisen gebildet ist und dessen Ständer durch Blechecken und Winkelsteifen mit den Gitterwandständern vernietet sind. Besonders bemerkenswert sind auch ihre in gotischen Formen gehaltenen *gußeisernen Portale*.

Unter den übrigen Parallelträgern der Tabelle 25 sind die 1858—1859 gebauten Brücken Nummer 15, 19 und 20 hervor zu heben. RUPPERT baute 1858 die *Kinzigbrücke* an Stelle der

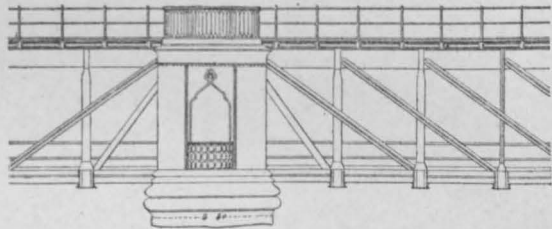


Fig. 768. Jumna Brücke bei Allahabad in Indien, Bahnlinie Calcutta-Delhi. 1859.

1851 dort eingestürzten gußeisernen Bogenbrücke (S. 342). Dabei verwendete er durchweg gleichquerschnittige Gurte und gleich starke Flacheisen-Gitterstäbe, *ohne Versteifung durch Ständer*, wählte also Anordnungen, die einen Rückschritt gegenüber den damals schon bestehenden Gitterbrücken be-

deuten. Die aus breitbasigen Schienen als Trapezsprengwerke gebildeten Querträger der Kinzigbrücke, deren Bogenkraft durch wagerechte, unter der Fahrbahn liegende Zugstangen aufgehoben wird, müssen sogar als eine bedenkliche Neuerung bezeichnet werden. Wenn RUPPERT bei den gleichzeitig mit der Kinzigbrücke gebauten oberungarischen *Gitterbrücken über die Eipel und Gran* bei größerer Maschenweite der Wand die eine der beiden Gitterstabscharen aus drucksicheren sogenannten *Brückenschienen* gebildet hat, so war das zweckmäßig, aber nicht mehr neu, denn SCHWEDLER und MALBERG hatten dasselbe bereits früher beim Bau der Flackenseebrücke getan, aber (unter Einführung des $+-$ Querschnittes) in sachgemäßer Weise.

Von den englischen Parallelträgerbrücken (Nr. 2 u. 6) war bereits die Rede (102). Beim Bau der Hauptträger der indischen *Jumna Brücke*³²² (Nr. 19) wurde das Patent des Ingenieurs MOHNÉ aus Augsburg benutzt³²³. MOHNÉ hat danach als Erster den Vorschlag gemacht, mehrere *einteilige Fachwerke mit Hauptstreben*

³²² HUMBER, Anmerk. 167. 2. Aufl. 1864. S. 196.

³²³ MOHNÉ, Über eine verbesserte Konstruktion eiserner Gitterbrücken. Zeitschr. f. Bauw. 1858. S. 277.

zu einer mehrteiligen Wandgliederung zu vereinigen. Das erste zweiteilige Fachwerk dieser Art besaßen die Träger der Jumna-Brücke (Fig. 768). Das erste deutsche mehrteilige MOHNIÉ-Fachwerk erhielt die im 7. Jahrzehnt gebaute Rhein-Brücke bei Griethausen in der Bahnstrecke Cleve-Zevenaar (Fig. 769 u. 770, Tabelle 26, Nr. 3).

Die einzigste bemerkenswerte amerikanische Parallelträgerbrücke der Tabelle 25 ist die von FINK erbaute Monongahela-Brücke (Nr. 16). Deren in den Fig. 747—749 wiedergegebene Einzelheiten lassen deutlich erkennen, wie weit in jener Zeit die

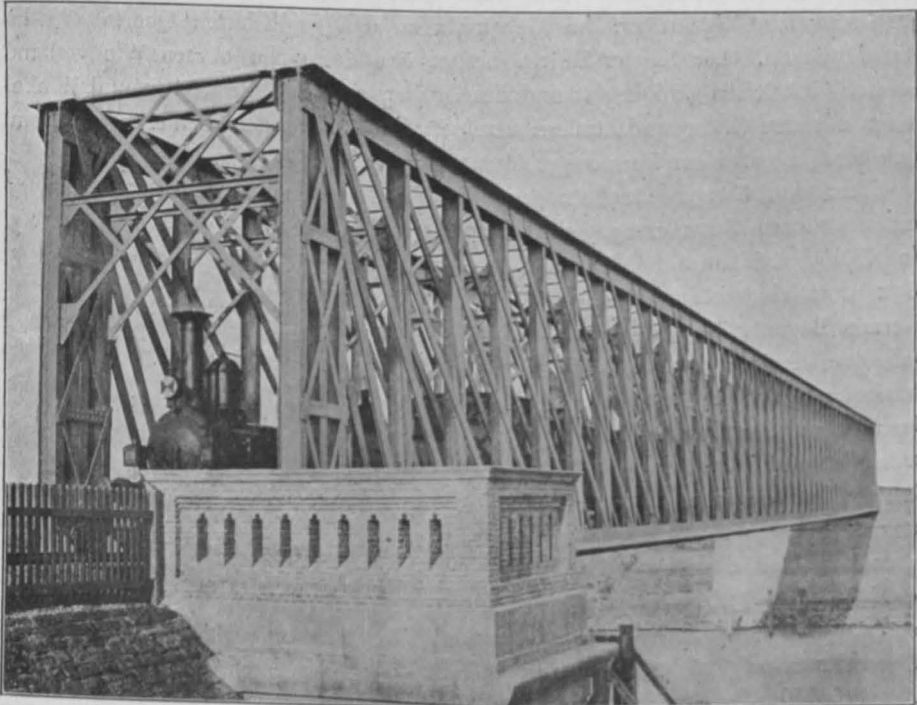


Fig. 769. Brücke über den alten Rhein bei Griethausen. Bahnlinie Cleve-Zevenaar.
Erstes deutsches MOHNIÉ-Fachwerk. 1864.

deutsche Bauart der amerikanischen überlegen war. Die ältere Bauart der FINK-Träger vergleiche man in den Fig. 743—746.

4. Über die Entstehung des Linsenträgerumrisses wurde (unter 104) bereits das Nötige gesagt, ebenso auch über die Vorläufer der in Deutschland von PAULI eingeführten Linsenträger. Die PAULI-Träger der Isarbrücke bei Großhesselohe (Nr. 13) verdienen aber noch eine nähere Besprechung. Die Brücke (Fig. 703, S. 563) entstand gleichzeitig mit der von SCHWEDLER entworfenen Flackensee-Brücke der Niederschlesisch-Märkischen Eisenbahn und enthält, wie diese, einfache, wohl durchdachte bauliche Einzelheiten. Die oben liegende Fahrbahn wird von vier Hauptträgern gestützt, deren Obergurt im Querschnitt einen aus vier Winkeln gebildeten oben und unten offenen Kasten zeigt, während der

Untergurt ein durch Kegelbolzen zusammen gehaltener Flacheisen-Bandgurt ist. Die durch die Obergurtöffnungen führenden Ständer bestehen aus in Abständen von 1 m durch Schraubenbolzen miteinander verbundenen Winkeln. Die Verbindung der Wandstreben mit den Knotenplatten erfolgt durch Verbolzen. Die zu beiden Seiten mit Auslegern versehenen Querträger, ebenso wie die unter den Schienensträngen liegenden Längsträger zeigen *gegliederte Wand*, erstere Dreieckstabwerk, letztere Fachwerk mit Gegenstreben. Zwischen den Obergurtnoten liegt ein aus Winkleisenständern und Flacheisen-Gegenstreben hergestellter Windverband, während zwischen den Untergurtnoten Rundeisen eingespannt sind, die zusammen mit in den Ständerebenen liegenden Flacheisenkreuzen die Wirkung des obern Windverbandes ergänzen. Außerdem sind in den durch Längs- und Querträger-Obergurte gebildeten Feldern noch wagerechte Windkreuze eingelegt. Beachtet man neben allen diesen bemerkenswerten Einzelheiten die *damals noch neuen beweglichen Stützen — Berührungs-Kipplager* — so muß die Isarbrücke, gegenüber der urwüchsigen Günzbrücke, vollendet erscheinen. Die Überbauten der Isarbrücke dienen heute noch für eingeleigten Betrieb und sind im wesentlichen unverändert geblieben. Die letzte und bedeutendste Anwendung der PAULI-Bauart erfolgte beim Bau der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Mainz in der Hessischen Ludwigsbahn (Nr. 14 der Tabelle 25).

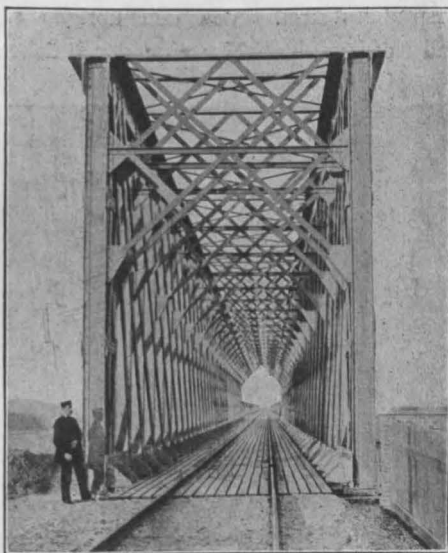


Fig. 770. Inneres der Rheinbrücke bei Griethausen.

5. Unter den Brücken mit *Öffnungen von kleinerer Weite als 50 m* wurden bereits die *Flackenseebrücke* und die *Ilmenaubrücke* hervorgehoben. Die Wandgliederung der Flackenseebrücke ist kein reines Ständerfachwerk, weil in *allen* Feldern Gegenstreben eingezogen sind. Sie ist richtiger als weitmaschiges Gitterwerk aufzufassen, weshalb auch WINKLER sie (unter Fortlassung der Ständer) als zweifaches Strebenfachwerk berechnete. Neu sind hier — wie auch bei der *Isarbrücke* — den Flacheisen-Querschnitten gegenüber namentlich die *+-Querschnitte* der Wandstäbe, sowie die über den Querträgern liegenden durchgehenden Schienen-Längsträger und die einfachen Verbindungen und Anschlüsse aller Teile, unter Verwendung von Platten und Winkeln. Nicht ganz einwandfrei erscheint der in amerikanischer Art ausgebildete Windverband, weil zum Anspannen seiner Streben anfangs Keilvorrichtungen angebracht waren.

Erst mit dem Bau der *Ilmenaubrücke* wurde der Übergang von der weitmaschigen, durch Ständer versteiften Gitterwand zum einfachen Ständerfachwerk

mit Gegenstreben bewußt vollzogen, doch konnte diese Bauart anfangs, gegenüber den mehr und mehr überhand nehmenden mehrfachen reinen Strebenfachwerken, lange nicht aufkommen. Denn das *vierteilige Strebenfachwerk der Moselbrücke bei Coblenz*, mit vier Öffnungen von je 41,4 m Weite, und der *Eisenbahn- und Straßenbrücke über die Nahe bei Bingen*, mit drei Öffnungen von je 34,5 m Weite, beide in der linksrheinischen Bahn, fand zahlreiche Nachahmungen. Dagegen veraltete das *engmaschige Gitterstabwerk*, wie es bei den Brücken Nummer 1, 6, 10, 12, 15 und 18 der Tabelle 25 hergestellt worden ist.

6. In der folgenden Tabelle 26 sind diejenigen *Brücken aus dem 7. Jahrzehnt* verzeichnet, welche mindestens eine Öffnung von über 80 m besitzen. Es sind im ganzen nur 13 Bauwerke, von denen sechs deutschen oder österreich-ungarischen Ursprunges sind. Von den übrigen sieben Brücken liegen je drei in Holland und Nordamerika. Nur eine der Brücken ist in England gebaut. Darunter haben

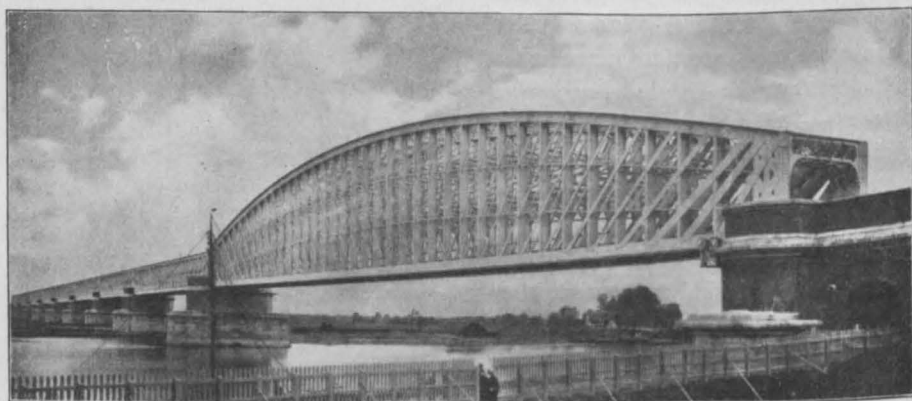


Fig. 771. Leekbrücke bei Kuilenburg. Linie Breda-Utrecht der Holländischen Staatsbahnen. 1863—1868. Bis 1878 die weitest gespannte Brücke der Welt.

die bei den Nummern 8—10 genannten drei Eisenbahnbrücken der holländischen Staatsbahnen besondere geschichtliche Bedeutung. Sie waren *die ersten weitgespannten, mit abgestumpften Bogensehnenträgern ausgerüsteten Brücken*. Von ihrer Vollendung ab ist dieser Trägerumriß für die weitgespannten Brücken Europas geradezu vorbildlich geworden. Das erkennt man am besten aus der folgenden Tabelle 27, in welcher von 19 europäischen Brücken des 7. Jahrzehntes nicht weniger als 12 mit abgestumpften Bogensehnenträgern ausgerüstet sind, während von den in der Tabelle 26 genannten Brücken (mit Ausnahme der holländischen) *alle Parallelträger* besitzen.

Die Mittellöffnung der *Leekbrücke bei Kuilenburg* (Fig. 771) war (mit 150 m) ein Jahrzehnt lang die weitest gespannte Brücke der Welt, und bei ihrem, sowie auch beim Bau der andern holländischen Brücken sind zum ersten Male *Versuche mit der Verwendung von Bessemermetall* gemacht worden. Darüber ist (unter 17, S. 68) Näheres angegeben. Die holländischen Versuche beschränkten sich darauf, das Bessemermetall, das anfangs von England, später vom Hörder Werk in Deutsch-

land bezogen wurde, zu Fahrbahnträgern zu verwenden. Sie mißglückten deshalb, weil der harte Bessemerstahl seiner Ungleichmäßigkeit und Sprödigkeit wegen überhaupt ein ungeeigneter Brückenbaustoff ist. Die Versuche sind aber insofern folgeschwer gewesen, als sie auf längere Zeit gegen das Flußmetall ein Mißtrauen erweckt haben, das ungerechterweise auch noch andauerte, als neuere und bessere Flußmetallsorten auf den Markt gelangten.

Die Parallelträger der *Brücke über den alten Rhein bei Griethausen* (Fig. 769) zeigen in Deutschland zum ersten Male das MOHNIE-Fachwerk (S. 606). Ständer und Streben bilden ein dreiteiliges Ständerfachwerk. Die WARREN-Träger der *Ohiofallbrücke* bei Louisville, der ersten weitgespannten amerikanischen Balkenbrücke, besitzen durchgehenden gußeisernen Röhrenträger, schmiedeisenen Streifen-



Fig. 772. Inneres der Leckbrücke bei Kuilenburg.

untergurt und schmiedeiserne Zug- und Druckglieder der Wand, letztere als sogenannte Phönixsäulen aus Segmenteisen gebildet (Fig. 759—764, S. 598).

7. Um die Kette der geschichtlichen Entwicklungsstufen geschlossen zu erhalten, sind zwischen den in den Tabellen 25 und 26 aufgeführten Brücken des 6. und 7. Jahrzehntes noch eine große Zahl von Brücken kleinerer Weite einzuschalten. Diese hier alle gebührend hervorzuheben ist unmöglich. Es fehlen u. a. die meisten Schöpfungen der beiden deutschen Meister SCHWEDLER und GERBER, die jahrzehntelang für das In- und Ausland vorbildlich gewesen sind.

SCHWEDLER war vor seinem im Jahre 1858 erfolgten Eintritte in das preußische Ministerium der öffentlichen Arbeiten bis zu seinem Abgange im Jahre 1891 der geistige Urheber fast aller wichtigen großen Eisenbauten der preußischen Bauverwaltungen. Er war ein Denker ersten Ranges, der sich nie in theoretischen

Tabelle 26. Bemerkenswerte Balkenbrücken im 7. Jahrzehnt des 19. Jahrhunderts, mit Weiten über 80 m.

Nr.	Zeit des Baues	Name und Lage der Brücke	Entwurf- verfasser Ausführendes Werk	Öffnungen		Bauart der Brücke ³²⁴
				Zahl	Stütz- weiten m	
1	1861	<i>Innbrücke bei Passau, Bayerische Ostbahn</i>	Gesellschaft Nürnberg	1	90,40	Parallelträger. Doppeltes dreiteiliges Strebenfachwerk.
2	1863	<i>Innbrücke in Passau, Westbahn</i>	Maffeiwerke, Regensburg	1	90,40	Parallelträger. Dreiteiliges Strebenfachwerk. 70° schief. Vgl. Nr. 1.
3	1863—1864	<i>Brücke über den alten Rhein bei Griethausen, Bahnlinie Cleve-Zevenaar</i>	HARTWICH Gesellschaft Harkort	1 20	100,40 18,80	Parallelträger. Erstes dreiteiliges Ständerfachwerk der Bauart MOHNIE. +- Gurte. (Fig. 769 u. 770).
4	1863—1864	<i>Ohiobrücke bei Steubenville³²⁵</i>	LINVILLE Keystone Brückenwerke	1	97,30	Trapezträger der WHIPPLE-Bauart.
5	1865—1867	<i>Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Rhein zwischen Ludwigshafen und Mannheim</i>	Gebr. Benkiser, Pforzheim	3	89,00	Parallelträger. Zweiteiliges Ständerfachwerk ohne Vernietung an den Kreuzungsstellen.
6	1869	<i>Donaukanalbrücke in Wien, Österreichische Staatsbahn</i>	RUPPERT	1	81,00	Parallelträger. Zweiteiliges Ständerfachwerk. Quadrant-eisengurte.
7	1869	<i>Merseybrücke in Runcorn bei Liverpool</i>	BAKER	1	93,20	Parallelträger. Mehrteiliges Strebenfachwerk.
8	1864	<i>Brücken der Holländischen Staatsbahnen³²⁶, Linie Arnheim-Leuwarden: 1. Ysselbrücke bei Zutphen</i>	v. DIESEN u. A. Gesellschaft Harkort	1 6 1	100,0 31,5 17,0	1. Wie 2—4. — 2. Abgestumpfte Bogensehnen-träger mit dreiteiligem Ständerfachwerk (Hauptöffnung).
9	1863—1868	<i>Linie Breda-Utrecht: 2. Leekbrücke b. Kuilenburg</i>		1 1 1	150,00 80,00 57,00	Parallelträger, zweiteiliges Ständerfachwerk (Nebenöffnungen). (Fig. 771 u. 772.)
10	1865—1869	<i>3. Waalbrücke bei Bommel</i>		3 8	120,00 57,00	— 3. Dgl. aber nur zweiteiliges Ständerfachwerk (Fig. 773).
11	1867—1870	<i>4. Meusebrücke b. Crèvecoeur</i>		1 10	100,00 57,00	— 4. Dgl.
12	1868—1870	<i>Ohiobrücke bei Parkersburg u. Bellaire³²⁵</i>	LINVILLE Keystone Brückenwerke	1	104,00	Parallelträger WHIPPLE-LINVILLE.
13	1868—1870	<i>Ohiofallbrücke bei Louisville</i>	FINK, VAUGHAN Louisville Brückenbau-gesellschaft	1 1 23	112,85 122,00 15,25 bis 74,88	Parallelträger der Bauart FINK. Nebenöffnungen Bahn oben (Fig. 759—764). 80 m lange Drehbrücke. Ganze Länge 1607 m.
14	1869—1870	<i>Theißbrücke bei Algyo in Ungarn, Bahnlinie Alföld-Fiume</i>	HERZ Korösy, Graz	1 8	100,00 30,00	Parallelträger. Große Öffnung dreiteiliges, kleine Öffnungen zweiteiliges Strebenfachwerk.

³²⁴ Die Bogenbalkenbrücken werden unter den Bogenbrücken mit aufgenommen.³²⁵ LAVOINNE et PONTZEN, Les chemins de fer en Amérique. 1880. S. 260—276.³²⁶ Beschrijving van de brug over de Leek te Kuilenburg, door de leden G. VAN DIESEN usw. Haag. 1872. — CROIZETTE DESNOYERS, Note sur les travaux publics en Hollande. 1874. — MORANDIÈRE, Anmerk. 235. S. 770—786. Vgl. auch Anmerk. 33. S. 68.

Spielereien erging oder in unpraktischen Bauausführungen verlor (St. I. 44). Das Verzeichnis der schriftstellerischen Arbeiten SCHWEDLERS aus den Gebieten der



Fig. 773. Inneres der Waalbrücke bei Bommel.
Linie Breda-Utrecht der Holländischen Staatsbahnen. 1865—1869.

Hoch- und Ingenieurbaukunst findet man am Schlusse des Nachrufes von SARRAZIN³²⁷.

³²⁷ SARRAZIN, Joh. W. Schwedler. Zeitschr. f. Bauw. 1895.

Die *ersten deutschen Bogenschnenträger* rühren von SCHWEDLER her, der sie 1869 beim Bau der *Brahebrücke bei Czersk* in der Eisenbahn Bromberg-Thorn (mit zwei Öffnungen von je 25,4 m Weite) einführte. Auch verwendete SCHWEDLER als Erster die symmetrischen $+$ - und H -Gurte, sowie auch die Verbindungen

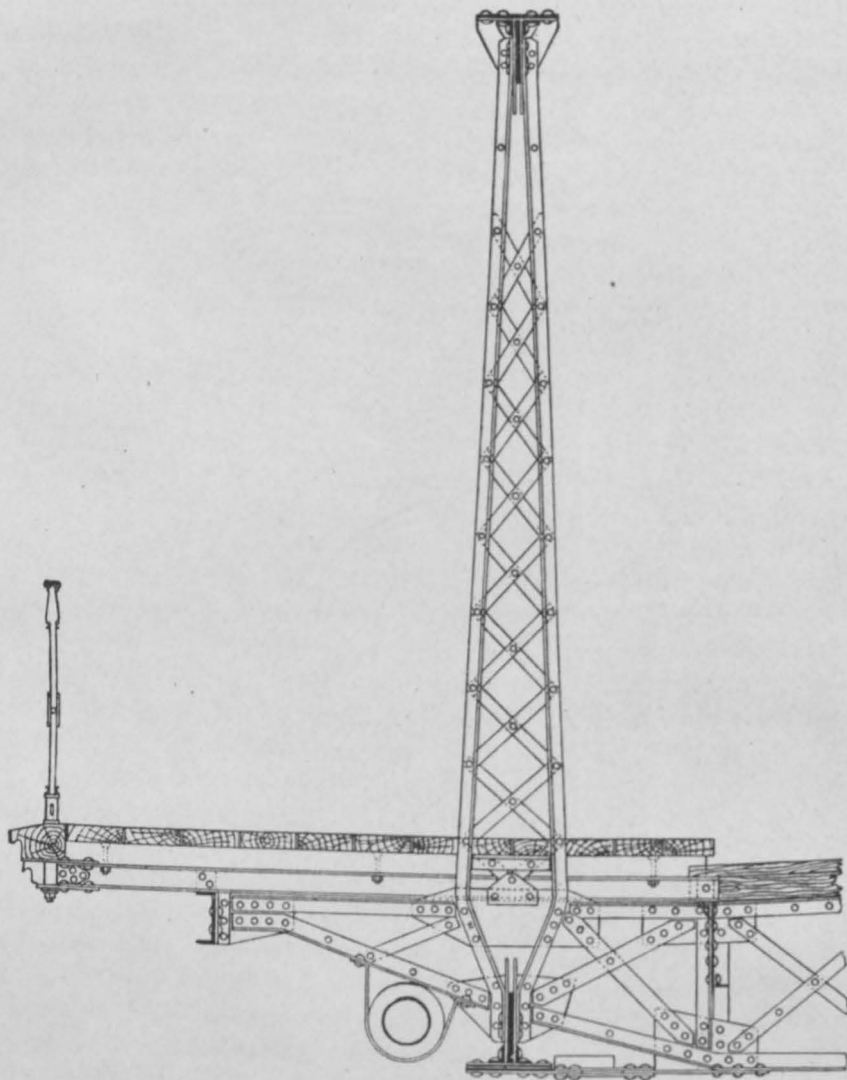


Fig. 774. Querschnitt der Straßenbrücke über die Brahe in Bromberg. SCHWEDLER. 1869.

von $+$ - mit T-Formen. Das geschah bei den SCHWEDLER-Trägern der *Weserbrücke in Corvey* auf der Bahn Hannover-Altenbeken (1864), der *Elbebrücke bei Hämerten* der Berlin-Lehrter-Bahn (1867) und der *Elbebrücke bei Magdeburg* der Linie Potsdam-Magdeburg (1869). Bemerkenswert ist auch die *offene* SCHWEDLER-Brücke über die *Brahe in Bromberg*, deren Gurte und Ständer sehr zweckmäßig

ausgesteift sind, um die Knickfestigkeit des Obergurtes zu erhöhen (Fig. 774). Auch die *Nietanordnungen* von SCHWEDLER (38), die er auf eine eigenartige theoretische Begründung stützte³²⁸, sowie seine vorbildlich gewordenen *Drehbrücken* — die zuerst auf der Berlin-Stettiner-Bahn über die Parnitz und Oder gebaut wurden — sind heute noch hoher Beachtung wert.

Die hervorragenden Leistungen von GERBER (Fig. 721, S. 576) sind (unter 105) bereits gewürdigt worden. Die von ihm eingeführten *Balkenträger mit freiliegenden Stützpunkten* (GERBER-Träger, *Auslegeträger*, *cantilever girder*, *poutre en porte-à-faux*) stehen heute im Vordergrund des Balkenbrückenbaues. RITTER-Zürich irrte, als er (1894) in seinem Berichte über die Weltausstellung in Chicago³²⁹

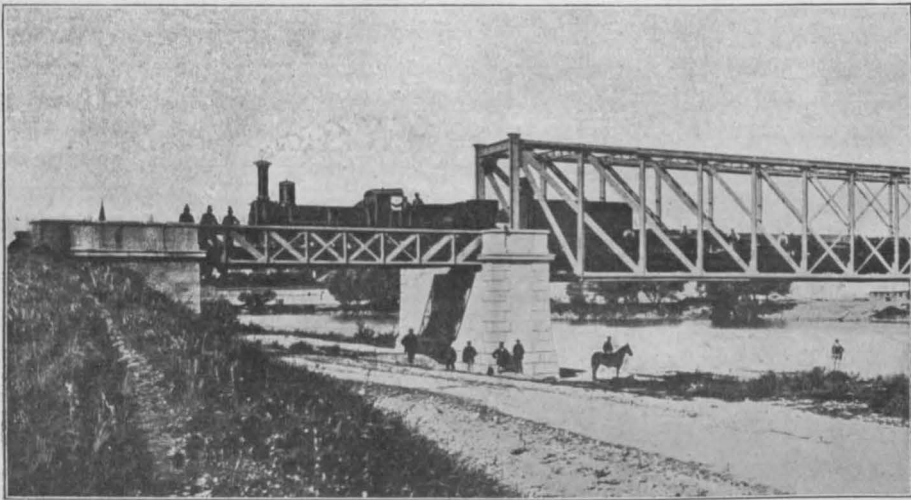


Fig. 775. Eisenbahnbrücke über die Donau bei Ingolstadt. GERBER. 1868—1869.

sagte: »Allem Anscheine nach ist das System der Gelenkträger in Amerika unabhängig von den in Deutschland, namentlich von GERBER ausgegangenen Bestrebungen entstanden.« Das hat RITTER 1895 auch in einem an GERBER gerichteten Briefe anerkannt, worin er bedauerte »den Amerikanern eine diesen nicht gebührende Ehre zugewiesen zu haben«. Von GERBER selbst wurde mir mitgeteilt, daß auf der Wiener Ausstellung vom Jahre 1873 die Photographie der Haßfurter Brücke (Fig. 723) von RUPPERT neben dessen Entwurf der Bosphorusbrücke aufgehängt worden war und dort wohl von manchen amerikanischen Besuchern beachtet worden sein mag.

GERBER legte bei allen seinen Bauten große Sorgfalt auf den zentrischen Anschluß der Stäbe und auf symmetrische Nietung. Er tat dies bereits zu einer Zeit, als das Feld der *Nebenspannungen* (St. III. § 10) noch fast unberührt lag. In seiner Stellung als Leiter der Süddeutschen Brückenbauanstalt in Gustavsburg führte

³²⁸ SCHWEDLER, Über die Anordnung von Nietverbindungen. Deutsche Bauz. 1867. — Zeitschr. f. Bauw. 1868. — Wirkung der Niete bei angenieteten Konsolen. Die Brücke über die Brahe in Bromberg. Zeitschr. f. Bauw. 1870.

³²⁹ RITTER, Der Brückenbau in den Vereinigten Staaten Amerikas. 1894. S. 52.

GERBER die sogenannten *gruppierten* Stöße ein, die bekanntlich im Gegensatz zu den sogenannten *verteilten* Stößen gestatten, große Versandstücke in der Werkstatt ganz fertig zu nieten, so daß sie auf der Baustelle nur noch an den Knoten verbunden zu werden brauchen. SCHWEDLER bevorzugte ebenfalls die gruppierten Stöße, jedoch verwendete er daneben (bei kleinern Brücken) auch verteilte Stöße, namentlich bei den aus einer Verbindung von vielen Winkeln in der Gestalt von einfachen oder mehrfachen Kreuzen gebildeten Gurtquerschnitten.

Beim Bau der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Mainz (Tabelle 25, Nr. 14) verwendete GERBER bereits *eiserne Rüstungsträger* für die Aufstellung der Stromöffnungen und machte dabei auch (1860) *Versuche über den Stauchdruck* (30) abgedrehter Bolzen. In der Veröffentlichung über diese Versuche³³⁰ gab GERBER nebenbei auch eine *Knickfestigkeitsformel*, die er seit 1859 (Isarbrücke bei Großhesselohe) gebraucht hat und mit deren Hilfe er diejenige Kraft ermittelt, welche an einem gedrückten Stabe in dessen Mitte, quer zu seiner Richtung, angebracht gedacht werden muß, um das Ausknicken zu verhüten. Auf Grund weiterer Versuche benutzte GERBER später eine andere ähnliche Knickformel, die er bei Gelegenheit einer Besprechung über den Einsturz der Mönchensteiner Brücke (111) veröffentlichte³³¹.

8. Beim *Rückblick* auf die ergänzte und geschlossene Reihe der Balkenbrücken des 6. und 7. Jahrzehntes erkennt man, wie die ältern Blech- und Kastenträger von größerer Weite vom 7. Jahrzehnt ab verschwinden. Aus den Formen der *geschlossenen Kasten-, Röhren- und Zellengurte* der ältern Brücken entwickelten sich allmählich die neuern Gurtquerschnitte in Gestalt eines einfachen und doppelten T, eines oder mehrerer Kreuze, eines II und H, sowie auch die Verbindungen von $+$ - und T-Formen und andere Querschnitte. Nebenher wurden auch die ältern *Ketten-, Band- und Streifengurte* verlassen und Ober- und Untergurtquerschnitte gleichartig ausgebildet. Dabei kam das Gußeisen auf dem Gebiete des europäischen Brückenbaues in Verruf, während es in Amerika noch länger beibehalten wurde (106).

Auf solchem Wege verwandelten sich die älteren Brückenträger Schritt für Schritt in die heutigen Träger mit regelrecht gegliederter Wand, in welcher jedes Glied der Größe und dem Sinne seiner Stabkraft entsprechend ausgebildet und abgeschlossen ist. Diese Wandelung erfolgte bei wachsender theoretischer Erkenntnis (St. III. § 12), und dadurch wurde das Bestreben geweckt, die Trägergestalt in ihren Grundlinien und durch klare Anordnung aller Teile, unter sparsamer Verwendung von Eisen, den theoretischen Bedingungen anzupassen. Dazu kamen noch die verbesserte knickfeste Ausbildung der Wandgliederquerschnitte und die sachgemäßere Anordnung der Fahrbahnen und Querverbände.

Diese Fortschritte hoben das Ansehen und die Wertschätzung der Balkenbrücken — gegenüber den Hänge- und Bogenbrücken — zusehends. Das erkennt man aus der stark wachsenden Zahl der weitgespannten Balkenbrücken in den beiden Jahrzehnten von 1870 bis 1890, worüber die folgenden Tabellen 27 und 28 Auskunft geben.

³³⁰ GERBER, Über Berechnung der Brückenträger nach System PAULI. Zeitschr. des Ver. Deutscher Ing. 1865.

³³¹ Der Brückeneinsturz bei Mönchenstein. I. Deutsche Bauz. 1891. Nr. 58.

Tabelle 27. Bemerkenswerte Balkenbrücken im 8. Jahrzehnt des 19. Jahrhunderts, mit Weiten von mindestens 90 m.

Nr.	Zeit des Baues	Name und Lage der Brücke	Entwurf- verfasser Ausführendes Werk	Öffnungen		Bauart der Brücke
				Zahl	Stütz- weiten m	
1	1869—1871	<i>Kaiser-Wilhelm-Brücke über den Rhein bei Hamm, Bergisch-Märkische Bahn</i>	PICHIER, WEISSHAUPT, LOHMANN, WITTMANN Gesellschaft Harkort	4	103,62	Abgestumpfte Bogenseh- nenträger mit dreiteiligem Ständerfachwerk und einem Zwischengurt. 17 Wölböff- nungen von je 18 m Weite. Dazu auf dem rechten Ufer eine Drehbrücke der SCHWEDLER-Bauart.
2	1868—1871	<i>St. Charles-Eisenbahn- brücke über den Missouri</i>	SHALER SMITH	4	92,72	FINK-Träger. Gußeiserne Ober- gurte. Bahn oben.
				3	96,07	Parallelträger mit zweiteil- igem Strebenfachwerk. Bahn unten. Mit Flutöffnungen. Ge- samtlänge 2 km.
3	1869—1871	<i>Wolga-Brücke bei Rybinsk, Bahnlinie Rybinsk-Bologoï Brücken der Holländischen Staatsbahnen (Linien Breda-Rotterdam und Nymwegen-Arnheim), 1. Über das Holländische Diep bei Moerdyk</i>	GOUIN & Co. VAN DEN BERGH	2	105,74	Parallelträger, durchgehend, mit vierteiligem unversteiften Strebenfachwerk.
				2	87,17	
				2	35,00	
4	1868—1872	1. Über das Holländische Diep bei Moerdyk	1. Bake & Ver- maes	14	100,00	1. Abgestumpfte Bogen- sehnenträger mit zwei- teiligem Ständerfachwerk.
5	1875—1880	2. Waalbrücke bei Nym- wegen	2. Dortmunder Union	3 5	127,00 54,00	2. Desgl., aber in den Neben- öffnungen einteiliges Ge- genfachwerk. (Fig. 784.)
6	1878—1880	3. Rheinbrücke bei Arnheim	3. Bake & Ver- maes	2 5	90,00 54,00	3. Desgl. Fig. 790.
7	1870—1871	<i>Straßenbrücke über den Ohio zwischen Cincinnati und Newport</i>	LINVILLE	1	128,00	LINVILLE-Bauart. Ganz aus Schweißeisen gebaut.
8	1871—1872	<i>Eisenbahn- und Straßen- brücke über die Weichsel bei Thorn</i>	SCHWEDLER Guthoffnungs- hütte, Prange (Magdeburg)	5	97,30	Abgestumpfte Bogen- sehnenträger. Zweiteiliges Ständerfachwerk. Parallel- träger mit Gegenstreben in allen Feldern.
				1	39,00	
				1	36,00	
9	1871—1872	<i>Missouri-Brücke bei Leaven- worth</i>	POST Amerikan. Brückenbau- gesellschaft	1	104,00	Bauart der Fig. 754, S. 595.
10	1873	<i>St. Joseph-Eisenbahn- brücke über den Mississippi</i>	POPE, ROBINSON Detroit Brückenbau- gesellschaft	3	91,50	LINVILLE-Bauart. Mit einer Drehöffnung von 111,34 m Länge.
				1	24,40	
11	1871—1874	<i>Weserbrücke bei Wesel, Bahnlinie Venlo-Hamburg</i>	FUNK, MACKENSEN Gesellschaft Harkort	4	98,30	Abgestumpfte Bogenseh- nenträger. Dreiteiliges Ständerfachwerk. 97 Wölb- öffnungen. 2000 m Länge.
				6	19,20	

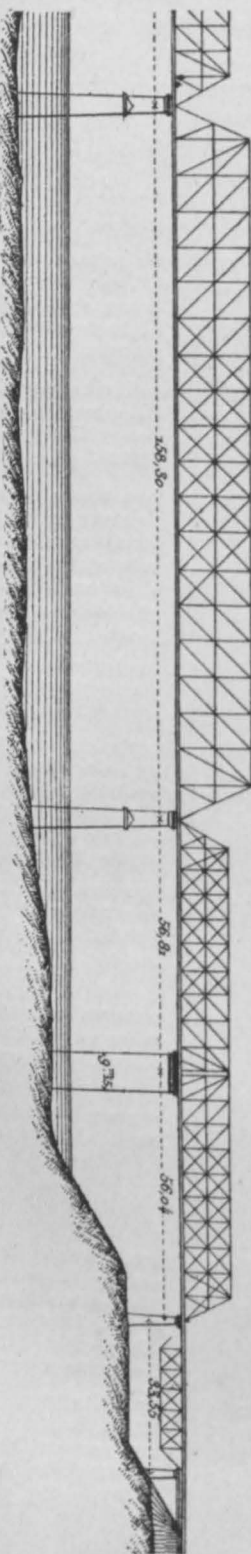
Tabelle 27. Bemerkenswerte Balkenbrücken im 8. Jahrzehnt des 19. Jahrhunderts mit Weiten von mindestens 90 m (Fortsetzung).

Nr.	Zeit des Baues	Name und Lage der Brücke	Entwurf- verfasser Ausführendes Werk	Öffnungen		Bauart der Brücke
				Zahl	Stütz- weiten m	
12	1873—1874	Elbebrücke bei Tetschen, Nordwestbahn	HELWAG, GER- LICH, MAST Gebrüder Benkiser, Pforzheim	2 2	100,00 23,20	Parallelträger mit eng- maschigem Strebenfachwerk. 45° Schiefe.
13	1872—1875	Memelbrücke bei Tilsit mit der Uszenkis- und der Kurmierseries-Brücke, Bahnlinie Tilsit-Memel	SCHWEDLER. RAMM Dortmunder Union	5 2 10	96,70 13,50 68,00	Abgestumpfte Linsen- träger. Zweiteiliges Stre- benfachwerk mit Mittelgurt. (Fig. 704, S. 563.)
14	1874—1875	Eisenbahn- und Straßen- brücke über die Elbe bei Riesa, Bahnlinie Leipzig-Dresden	FRÄNKEL Gesellschaft Harkort	2 6 1 3	97,60 36,60 97,60 30,60	Abgestumpfte Bogensehnen- träger. Dreiteiliges Ständer- fachwerk in d. Hauptöffnungen. Am 19. März 1876 eingestürzt.
15	1874—1875	Brücke über den Zeglinfluß bei Stettin, Bahnlinie Berlin-Stettin	STEIN Gesellschaft Harkort	1	92,00	Abgestumpfte Bogenseh- nenträger. Zweiteiliges Stän- derfachwerk. In den Flutöff- nungen Parabelträger.
16	1875—1876	Rheinbrücke bei Germers- heim, Pfälzische Bahn.	BASLER, TRAU Gebrüder Benkiser	3	90,00	Parabelträger. Zweiteiliges Ständerfachwerk.
17	1875—1876	Donaubrücke der Ringbahn in Budapest, in der Nähe der alten Kettenbrücke und neben der Margareten- Bogenbrücke	K. Ungarische Staatsbahnen Filleul Brochy, Cail & Co., Paris	4	94,00	Parallelträger. Dreiteiliges Strebenfachwerk durch Stän- der versteift. Im Jahre 1902 sind 5 Öffnungen von je 14 m Weite nachgebaut.
18	1876—1877	Kentuckytalbrücke bei Dixville der Cincinnati- Südbahn	SHALER SMITH, BOUSCAREN Baltimore Brückenbau- gesellschaft	3	114,00	Erste amerikanische Aus- legerbrücke. Parallelträger. Bauart LINVILLE. 580 t Stahl und 2420 t Eisen. (Fig. 786.)
19	1875—1877	Ohiobrücke bei Cincinnati der Cincinnati-Südbahn	LINVILLE LOVETT, BOUSCAREN Keystone Brückenbau- werke	1 9	158,80 34,50 bis 91,50	Seinerzeit die weitest ge- spannte Brücke der Welt. Bauart LINVILLE. Ganz aus Schweißeseisen. Die Neben- öffnungen kleiner als 40 m. Bauart PRATT. Mit einer Drehbrücke von 112 m Länge. (Fig. 776—782.)
20	1877	Eisenbahnbrücke über den Susquehanna bei Havre- de-Grâce	LINVILLE Phoenixville Brückenbau- gesellschaft	1	93,60	LINVILLE-Bauart. Ganz aus Schweißeseisen gebaut.
21	1874—1878	Wilhelms-Straßenbrücke über die Meuse in Rotterdam	Cail & Co., Paris	3 3	90,20 16,40 bis 22,00	Parallelträger. Zweiteiliges Ständerfachwerk. Es sind dabei 34 t Bessemerstahl verwendet.
22	1876—1878	Elbebrücke zwischen Hohnstorf und Lauenburg, Bahnlinie Lüneburg- Büchen	SCHWEDLER, GRÜTTFIEN, WIESNER	3 3	100,00 50,00	Abgestumpfte Bogenseh- nenträger mit zweiteiligem Ständerfachwerk. Mit einer Drehbrücke der SCHWED- LER-Bauart. (Fig. 791 u. 792.)

Tabelle 27. Bemerkenswerte Balkenbrücken im 8. Jahrzehnt des 19. Jahrhunderts, mit Weiten von mindestens 90 m (Fortsetzung).

Nr.	Zeit des Baues	Name und Lage der Brücke	Entwurfverfasser Ausführendes Werk	Öffnungen		Bauart der Brücke
				Zahl	Stützweiten m	
23	1877—1878	<i>Eisenbahn- und Straßenbrücke über die Elbe bei Riesa, Bahnlinie Leipzig-Dresden</i>	KÖPCKE Königin Marien-Hütte, Cainsdorf	3 1	100,00 43,40	Parabelträger, mit zweiteiligem Strebenfachwerk. Untergurtstabkräfte aus dem Eigengewicht künstlich aufgehoben. (Fig. 793.)
24	1877—1878	<i>Eisenbahnbrücke über den Ohio bei Beaver</i>	LINVILLE Keystone Brückenbauwerke	1 4	133,80 54,00 bis 78,00	Parallelträger. Zwei Hauptöffnungen, Bauart LINVILLE. Nebenöffnungen, Bauart PETTIT. (Fig. 783.)
25	1877—1878	<i>Lessartbrücke über den Rancefluß bei Dinan, Bahnlinie Dol-Lamballe</i>	MAZELIER Joly, Argenteuil	1	94,00	Abgestumpfte Bogensehnenträger mit kreisförmiger Obergurtlinie. Ständerfachwerk mit Gegenstreben in jedem Felde. TT-Gurte. 13 Wölböffnungen von je 13 m Weite.
26	1873—1879	<i>Grand River Talbrücke der Credittalbahn</i>	Toronto- Brückenbau- gesellschaft	5	168,00	Parallelträger. Zweiteiliges Fachwerk mit Mittelgurt.
27	1875—1879	<i>Severnbrücke bei Sharpness Point (Südwaies)</i>	G. W. KEELING OWEN, HARRISON	2 5 14	99,80 52,15 41,00	Bogensehnenträger auf gußeisernen Säulen. Dreiteiliges Ständerfachwerk. Mit einer 60 m weiten Drehbrücke und 12 Wölböffnungen. 1270 m lang.
28	1876—1879	<i>Eisenbahn- und Straßenbrücke über die Weichsel bei Graudenz, Bahnlinie Thorn-Marienburg</i>	SCHWEDLER, RAMM Union Dortmund	1	97,30	Abgestumpfte Bogensehnenträger. Zweiteiliges Ständerfachwerk. Fig. 798 und 799.
29	1877—1879	<i>Wearbrücke bei Sunderland, Nordost-Bahn</i>	Harrison Kelsey und Johnstone	1	90,00	Bogensehnenträger mit außergewöhnlicher Wandfüllung. Fig. 302, S. 275.
30	1875—1880	<i>Alexandrowsky-Brücke über die Wolga bei Syzran, Orenburger Bahn</i>	BELELUBSKY, BERESIN Michailowsky & Société anonyme des Hauts-Fourneaux in Belgien	13	107,00	Wie die Brücken der Holländischen Staatsbahnen unter 4 bis 6. Länge 1485 m.
31	1878—1880	<i>Missouri-Eisenbahnbrücke bei Glasgow zwischen Kansas-City und St. Louis</i>	W. S. SMITH Chicago-Alton- Eisenbahngesellschaft	5	96,00	PRATT-LINVILLE-Bauart. Ganz aus sog. Hay-Stahl aus den Werken von Hussey Howe & Co., Pittsburg. Mit anschließenden Flutbrücken. Gesamtlänge 1237 m.
32	1879—1880	<i>Missouri-Brücke bei Plattsmouth, Chicago-Burlington-Quincy-Bahn</i>	GEORGE S. MORISON Keystone- Brückenbauwerke	2 4	122,61 61,75 bis 62,65	Parallelträger. Bauart LINVILLE. Erste Anwendung von saurem Martinstahl. MORANDIÈRE. Anmerk. 235-S. 1233. (Fig. 785.)

Fig. 776. Ohio-Brücke der Cincinnati-Südbahn bei Cincinnati. 158,8 m. Seinerzeit weitest gespannte Brücke der Welt. LINVILL. 1876—1877.



108. Übersichten der Balkenbrücken im 8. und 9. Jahrzehnt des 19. Jahrhunderts.

1. Nach seinem großartigen Anlaufe im 5. und 6. Jahrzehnte tritt *England* in den folgenden Jahrzehnten vom Schauplatz des Baues weitgespannter Balkenbrücken fast ganz zurück. Zum großen Teile liegt diese Erscheinung wohl in der geographischen Bodengestalt Englands begründet, in welcher schwierig zu überbrückende Meeresbuchten vorherrschen und große breite Ströme fehlen. Auch *Frankreich* hat auf dem Gebiete der weit gespannten Balkenbrücken wenig von Bedeutung geleistet. Es glänzt im 7. und 8. Jahrzehnt nur durch seine kühnen *Bogenbrücken* (109) und seine zahlreichen besonders ausgestalteten *Kabelbrücken* (§ 9). Dagegen hat Nordamerika, das erst gegen das Ende des 6. Jahrzehntes (106), nach Beendigung des amerikanischen Bürgerkrieges, mit seinen großartigen Leistungen im Balkenbrückenbau hervortrat, darin seit langer Zeit alle Länder Europas überflügelt. Am Ende des 9. Jahrzehntes zählte man in Nordamerika — in Kilometerlängen ausgedrückt — schon etwa 20 km eingleisige, weitgespannte Eisenbahnbrücken mit Weiten von 90 m bis über 150 m. Bei einem Durchschnitt von 100 m Weite würde das schon die Zahl von 200 Brücken geben. Inzwischen hat sich diese Zahl auf mehr als das Doppelte erhöht.

In der Tabelle 27 sind 32 Brücken mit Weiten von mindestens 90 m aufgeführt. Darunter sind die *Wilhelmsbrücke* in Rotterdam (Nr. 21) und die *Ohio-Brücke* bei *Newport* (Nr. 7) die einzigen Straßenbrücken. Zwei Brücken (Nr. 8 u. 28) dienen sowohl dem Straßen- als auch dem Eisenbahnverkehr. Es sind gebaut worden:

in Nordamerika	11 Stück
in Deutschland	10 »
in Holland	4 »
in England, Österreich-Ungarn und Ruß-	
land je zwei	6 »
in Frankreich.	1 »

Die Reihe der weitgespannten Balkenbrücken eröffnen gleichzeitig Deutschland und Nordamerika (Nr. 1 u. 2), dann folgen Rußland (Nr. 3) und Holland (Nr. 4). Der Bauart nach besitzen

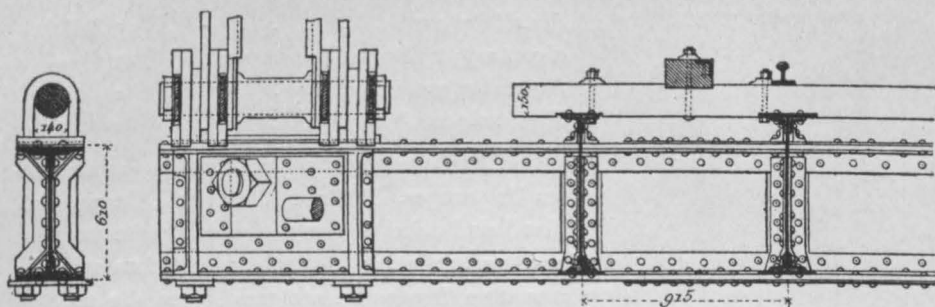


Fig. 777. Fahrbahnquerschnitt mit Querträgeraufhängung.

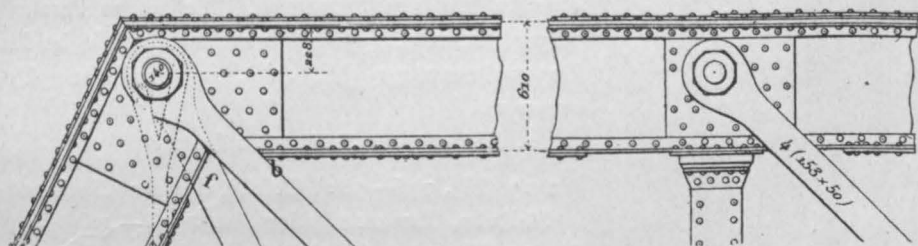


Fig. 778. Endständerknoten im Obergurt.

Fig. 779. Ständerknoten im Obergurt.

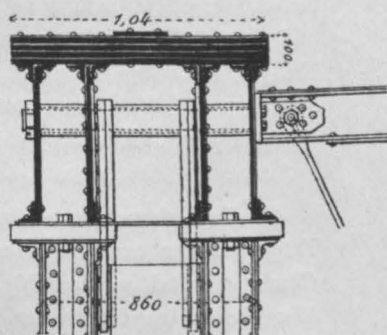


Fig. 780. Obergurtquerschnitt mit Windverbandanschluß.

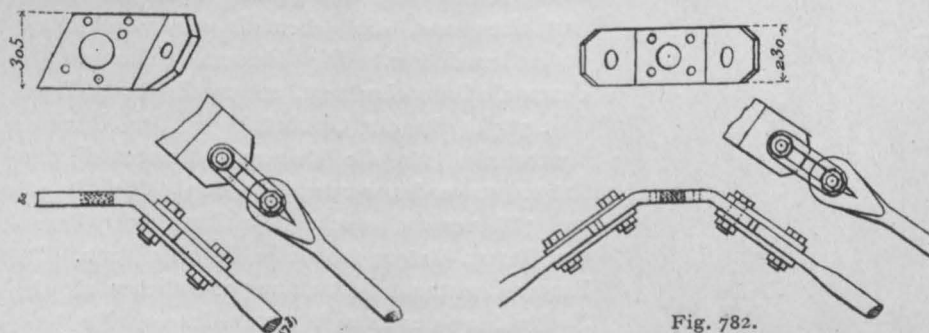
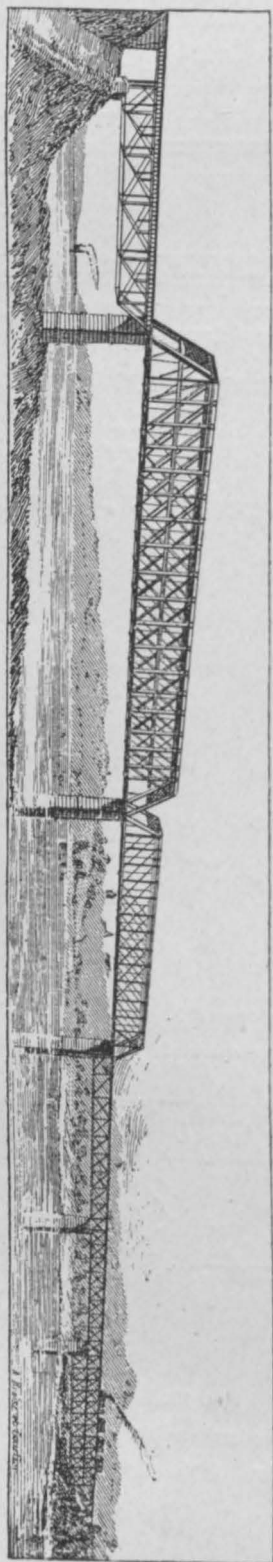


Fig. 781.

Fig. 781—782. Windverbandanschlüsse im Obergurt.

Fig. 777—782. Ohio-Brücke der Cincinnati-Südbahn. 1876—1877.

Fig. 783. Eisenbahnbrücke über den Ohio bei Beaver. LINVILLE. 1877.



<i>Parallelträger</i>	15 Brücken
<i>abgestumpfte Bogensehnenträger</i> . .	13 »
<i>Parabelträger.</i>	2 »
<i>Bogensehnenträger</i>	2 »

Die Parallelträger sind größtenteils amerikanischen Ursprunges. Rußland, Österreich, Ungarn und Holland sind dabei je nur mit einer Brücke beteiligt (Nr. 3, 12, 17 u. 21). Von den Brücken mit abgestumpften Bogensehnenträgern liegen die meisten in Deutschland, drei gehören Holland an und je eine Rußland und Frankreich. Die beiden Parabelträger (Nr. 16 u. 23) sind deutschen und die beiden Bogensehnenträger (Nr. 27 u. 29) englischen Ursprunges.

2. Die größten Stützweiten besitzen

Nr. 19 (Fig. 776—782) Ohiobrücke der Cincinnati-Südbahn, LINVILLE (1877), mit 158,8 m,

Nr. 24 (Fig. 783) Ohiobrücke bei Beaver, LINVILLE (1878), mit 133,8 m,

Nr. 5 (Fig. 784) Waalbrücke bei Nymwegen, VAN DEN BERGH (1880), mit 127 m,

Nr. 32 (Fig. 785) Missouri-Brücke bei Plattsmouth, MORISON (1880), mit 122,61 m,

Nr. 18 (Fig. 786) Kentuckytal-Auslegerbrücke, SHALER SMITH und BOUSCAREN, mit 114 m.

Die bemerkenswerten Einzelheiten der LINVILLE-Träger in der großen Öffnung der *Ohio-Brücke bei Cincinnati* sind in den Fig. 776—782 dargestellt. Alle Teile des Überbaues sind aus Schweißeisen hergestellt. Man beachte besonders die (jetzt veraltete) Aufhängung der Querträger an den Untergurtbolzen und die (ebenfalls veralteten) Windverbandanschlüsse. Die kleinern Öffnungen, in denen die Bahn *oben* liegt, zeigen die PRATT-Bauart (Fig. 787). Bei der Ohio-Brücke in der Nähe von Beaver sind für die kleinern Öffnungen PETTIT-Träger verwendet worden (Fig. 783). Die Fig. 787 und 788 veranschaulichen die Bauart der PRATT- und PETTIT-Träger für *unten* liegende Bahn. Die Bauart LINVILLE erscheint im wesentlichen als eine Nachbildung des alten WHIPPLE-Trägers (Fig. 789).

Die *Waalbrücke bei Nymwegen* (Fig. 784) besaß nach der Leckbrücke bei Kuilenburg (Fig. 771),

die weitest gespannten Öffnungen unter allen Brücken Europas. Die vor ihr gebaute *Brücke über das holländische Diep beim Moerdyk* ist die längste aller im 7. und 8. Jahrzehnt hergestellten großen Brücken der holländischen Staatsbahnen.

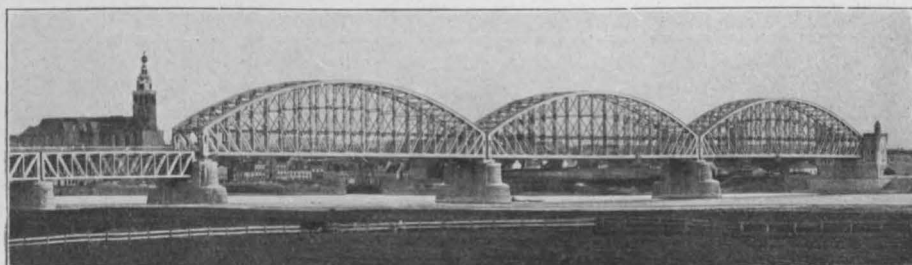


Fig. 784. Eisenbahnbrücke über den Waal bei Nymwegen. VAN DEN BERGH. 1875—1880.

Auch steht sie, wie die nachfolgende Tabelle 28 zeigt, was das Gesamtgewicht ihrer Überbauten anlangt, an erster Stelle. Die Tabelle 28 gibt auch Aufschluß, darüber, in welchem Maße das *sauere Bessemermetall* (S. 68) bei der Herstellung der Überbauten der genannten holländischen Brücken versuchsweise verwendet worden ist³³.

Zum Vergleiche wird in der Tabelle 28 auch die *Missouribrücke bei Plattmouth* aufgenommen. Diese und die *Glasgowbrücke* (Nr. 31) sind, soweit bekannt, die ersten amerikanischen Eisenbrücken, deren Überbauten zum größten Teile aus *Stahl* — und zwar aus *saurem Martinmetall* — hergestellt worden sind.

Nach MORANDIÈRE²³⁵ sind in den beiden großen Öffnungen der *Plattmouthbrücke* die Obergurte mit den Endständern, sowie auch alle Zugglieder und die 12,6 cm starken Gelenkbolzen aus Martinflußstahl gebildet. Das Metall besaß

3,4 t/cm² Elastizitätsgrenze,
5,6 t/cm² Zugfestigkeit,
12 Hundertstel Längsdehnung.

Während die Menge des verwendeten Flußmetalles bei der Plattmouthbrücke 58 Hundertstel des Gesamtgewichtes einer großen Öffnung betrug, hielt sich der Stahlverbrauch der

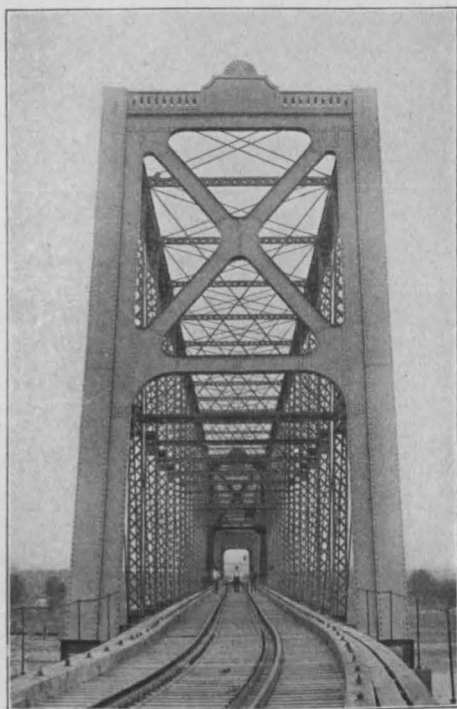


Fig. 785. Missouribrücke bei Plattmouth. Chicago-Quincy-Eisenbahn. MORISON. 1879—1880.

Tabelle 28. Verbrauch von sauerem Flußmetall bei den großen Brücken der holländischen Staatsbahnen und der Ohiobrücke bei Plattmouth.

Nr.	Vollendungs- jahr	Name der Brücke	Abmessungen		Gesamt- länge der Über- bauten m	Alle Überbauten		Überbauten, die Flußmetall- teile besitzen			Stahlverbrauch	
			Öffnungen			Gesamt- gewicht t	Gewicht für 1 m t	Gesamt- gewicht t	Davon sind		im Ganzen t	in Hun- dertsteln d. Gesamt- gewichtes t
			Zahl	Weite m					gewalzter Stahl t	geschmie- deter Stahl t		
1	1868	Leckbrücke bei Kuilenburg, Linie Utrecht-Boxtel (Fig. 771)	1 1 7	150,0 80,0 57,0	630,0	5104	8,1 2 Gleise	5104	450	178	628	12,3
2	1870	Waalbrücke bei Bommel, Linie Arnheim-Nymwegen (Fig. 773)	3 8	120,0 57,0	816,0	3814	4,7 1 Gleis	3814	134	98	232	6,1
3	1871	Brücke über das holländische Diep bei Moerdyk, Linie Rotterdam-Breda	14	100,0	1400,0	6520	4,1 1 Gleis	6520	465	116	581	9,0
4	1878	Rheinbrücke bei Arnheim, Linie Arnheim-Nymwegen (Fig. 790)	2 5	90,0 53,5	447,5	2919	6,5 2 Gleise	2919	42	26	68	2,3
5	1880	Waalbrücke bei Nymwegen; Linie Arnheim-Nymwegen (Fig. 784)	3 5	127,0 53,5	648,5	5237	8,1 2 Gleise	5237	239	203	442	8,4
6	1880	Missouri-Brücke bei Platt- mouth, Linie Chicago-Quincy (Fig. 785)	2 3 Dazu kleinere Stützweiten	122,6 62,0	431,2 438,2 869,4	1190 390 1580	2,8 0,89 1 Gleis	760	440	440	440	58,0
									Flußmetall nur in den beiden Hauptöffnungen			

holländischen Brücken innerhalb der Grenzen von etwa 2,3 Hundertstel bei der Rheinbrücke in Arnheim (Fig. 790) bis zu 12,3 Hundertstel bei der Leckbrücke (Fig. 771).

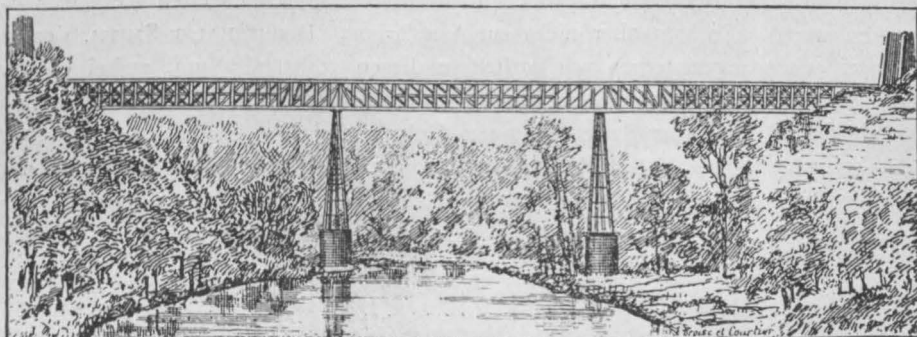


Fig. 786. Kentuckytalbrücke bei Dixville. Cincinnati-Südbahn. 1876—1877.
Erste amerikanische Auslegerbrücke.

Die fünf großen Öffnungen der *Glasgowbrücke* sind ganz aus saurem sogenannten *Hayflußstahl* hergestellt worden, der bei 5,7 bis 5,8 t/cm² Zugfestigkeit und 3,45 t Elastizitätsgrenze eine Längsdehnung von 10 Hundertstel besessen haben soll³³².

Von besonderer geschichtlicher Bedeutung ist die *erste amerikanische Auslegerbrücke*, die *Kentuckytalbrücke* der Cincinnati-Südbahn (Fig. 786). Bei dem Wettbewerb, den die Bauverwaltung ausschrieb, hatte SHALER SMITH den Entwurf einer über sechs Stützen durchgehenden Balkenbrückenvorgelegt. Gleichzeitig bot die Gesellschaft FLAD & PFEIFFER eine Auslegerbrücke an, nachdem sie sich wegen der Ausbildung der Gelenke mit

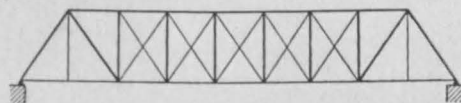


Fig. 787. PRATT-Träger. Vgl. Fig. 751.

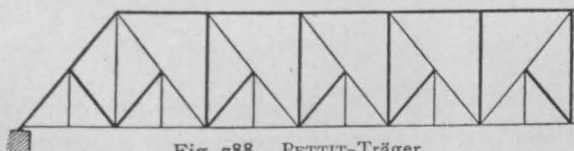


Fig. 788. PETTIT-Träger.

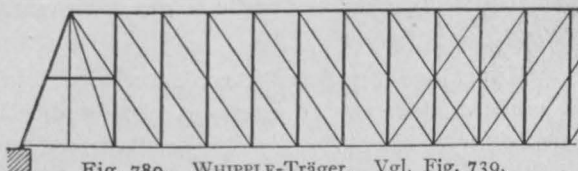


Fig. 789. WHIPPLE-Träger. Vgl. Fig. 739.

GERBER in Verbindung gesetzt hatte³³³. Die Gelenke sollten ähnlich hergestellt werden, wie es (1867—1872) bei den ersten GERBER-Trägern in Bamberg, Haßfurt und Vilshofen geschehen war und wie es auf S. 577 beschrieben ist.

³³² Annales des ponts. 1881. II. S. 197. Zeitschr. des Arch. u. Ing.-Ver. in Hannover. 1881. S. 639.

³³³ Nach Mitteilungen GERBERS.

Versuchsweise waren derartige Gelenke bereits (1855) beim Bau der Boynebrücke eingelegt worden (S. 572).

Für Amerika war der Entwurf der Kentuckytalbrücke nach den Plänen von FLAD & PFEIFFER der erste, in welchem Gelenke in durchgehenden Trägern vorgesehen waren. Er kam aber nicht zur Ausführung. Denn SHALER SMITH, dessen Entwurf schon angenommen war, arbeitete diesen vollständig um, wobei er nur drei Öffnungen wählte und, auf Anraten von BOUSCAREN, in den Wendepunkten der elastischen Linie der Seitenöffnungen *Gelenke* einlegte. So entstand die erste amerikanische Auslegerbrücke (Fig. 786). Bei ihrem Bau wurden, einschließlich der eisernen Pfeiler, 580 t Stahl und 2420 t Schweißeisen verwendet. Das Pfeilergewicht allein betrug etwa 900 t.

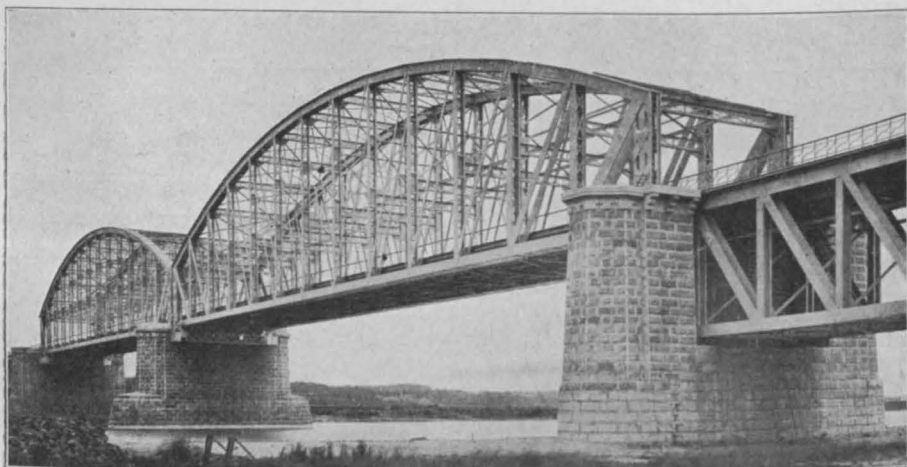


Fig. 790. Rheinbrücke bei Arnheim. Bahnlinie Nymwegen-Arnheim. 1878—1880.

SHALER SMITH lieferte später noch den Entwurf einer andern Auslegerbrücke, einer Mississippibrücke bei Minneapolis mit drei Öffnungen, die insofern von geschichtlicher Bedeutung ist, als ihre Träger in der 98 m weiten Mittelöffnung durch ein *Mittengelenk* verbunden waren. Sie waren die *ersten Auslegerträger mit Mittengelenk*³³⁴.

3. Unter den sonstigen Balkenbrücken der Tabelle 27 stehen in erster Linie die größeren *deutschen Strombrücken*. Das sind außer den in den Fig. 791—796 abgebildeten Brücken über die *Elbe* bei Hohnstorf und Riesa und über die *Weichsel* bei Graudenz, noch die Kaiser Wilhelmsbrücke über den *Rhein* bei Hamm (Nr. 1) und bei Gernersheim (Nr. 16), über die *Weichsel* bei Thorn (Nr. 8), über die *Weser* bei Wesel (Nr. 11), über die *Memel* bei Tilsit (Nr. 13) und über den *Zeglin* bei Stettin (Nr. 15). Neben allen diesen in der sogenannten Gründerzeit von 1870 bis 1880 entstandenen Eisenbahnbrücken ist noch eine lange Reihe von *bemerkenswerten deutschen Balkenbrücken kleinerer Weiten* einzuschalten. Sie alle hier zu

³³⁴ HOECH, Auslegerträger mit Mittelstoß. Zentralblatt der Bauverwaltung. 1897. S. 113.



Fig. 791. Elbebrücke zwischen Hohnstorf und Lauenburg. Bahnlinie Lüneburg-Büchen.
1876—1878.

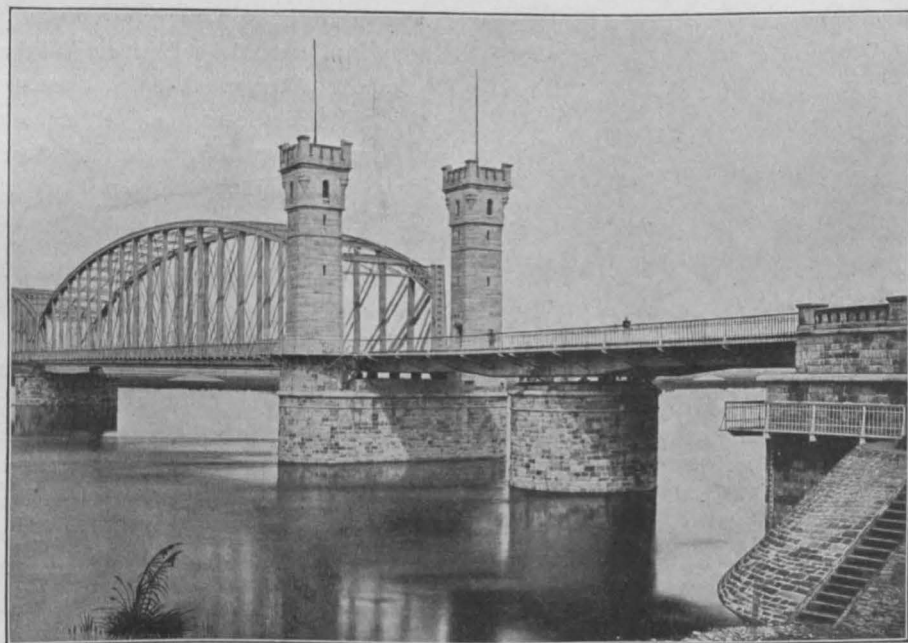


Fig. 792. Drehbrücke der Elbebrücke bei Lauenburg (Fig. 791). SCHWEDLER.
1876—1878.

nennen, verbietet allein schon der Raummangel. Man findet sie in der früher angegebenen Quelle verzeichnet²⁸⁹. Hervorzuheben sind:

1871—1874, Elbebrücken bei Dömitz (Fig. 15, S. 9) und Niederwartha, HASELER;
1872, Ausleger-Straßenbrücke über die Donau bei Vilshofen (Fig. 797), GERBER;

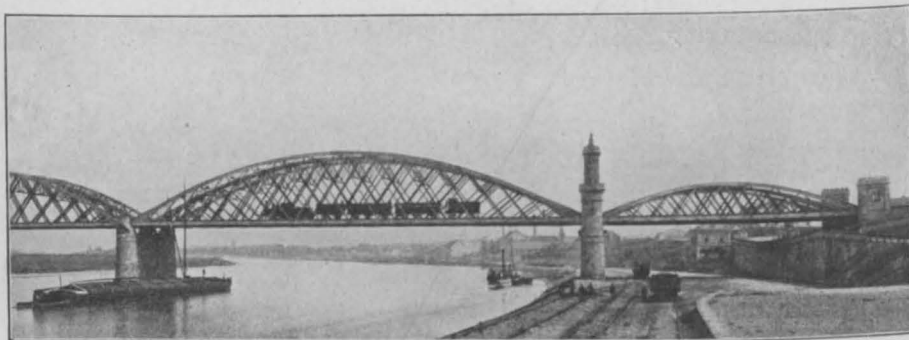


Fig. 793. Eisenbahn- und Straßenbrücke über die Elbe bei Riesa. KÖPCKE. 1877—1878.

1873, Donaubrücke bei Großprüfening (Fig. 708), GERBER;
1873, Auslegerbrücke über die Luhe, Bahnlinie Wittenberge-Buchholtz, REYMANN;
1874, Talbrücke der Pfälzischen Eisenbahnen bei Mannheim, eiserne Pfeiler mit



Fig. 794. Winkelhebel der Riesaer Brücke zur künstlichen Belastung der Trägeruntergurte.

gußeisernen Eckpfosten;
1874, Kaiserbrücke in Bremen (Fig. 798), SCHWEDLER;
1875, Auslegerbrücke über die Warthe, Bahnlinie Stargard-Posen, SCHWEDLER;
1877, Rheinbrücken bei Altbreisach, Neuburg und Hünigen (Fig. 801);
1877, Straßenbrücke über den Lech bei Füssen, Trapezträger, GERBER.

Die drei genannten Auslegerbrücken über die Donau, die Luhe und die Warthe gehören zu den ältesten Brücken dieser Art. Die Donaubrücke hat *unvollkommene Gelenke* erhalten, in der Art wie es S. 577 beschrieben wurde. *Die Luhebrücke war die erste Auslegerbrücke für Eisenbahnbetrieb.* Sie besitzt Vollwandträger und ihre Schweböffnung hat nur 8,5 m Weite zwischen den Gelenken. Diese sind in die

Blechwand eingelegt und bestehen aus zwei Metallstücken mit ineinander greifenden Zylinderflächen. Die Gelenke der Warthebrücke sind als Roll- und Kipp-lager ausgebildet (Band II).

Einen seltenen *Trapezumiß* zeigen die Hauptträger der *Brigitta-* und der *Sophienbrücke* über den Donaukanal in Wien (Fig. 800). Beide sind städtische Straßenbrücken und (1871—1872) von KÖSTLIN und BATTIG erbaut, die Sophienbrücke³³⁵ an Stelle der alten gleichnamigen Kettenbrücke (Fig. 424, S. 370).



Fig. 795. Weichselbrücke bei Graudenz. Bahnlinie Thorn-Marienburg. 1876—1879.

Bemerkenswerte österreichische Bauwerke sind ferner noch: Die (1872—1876) von der Staatsverwaltung erbaute *Kronprinz Rudolf-Straßenbrücke* über den Donaukanal mit vier Hauptöffnungen von etwa 80 m Weite (Fig. 799), die (1872 bis



Fig. 796. Portal der Weichselbrücke bei Graudenz.

1874) von der Gesellschaft *Fives-Lille* in Paris hergestellte *Eisenbahn- und Straßenbrücke der Franz Josephsbahn über die Donau in Tulln*, Linie Wien-Budweis, mit

³³⁵ KÖSTLIN, Die Sophienbrücke. Allg. Bauz. 1876. — KORTZ, Wien am Anfang des 20. Jahrhunderts. S. 300—304.

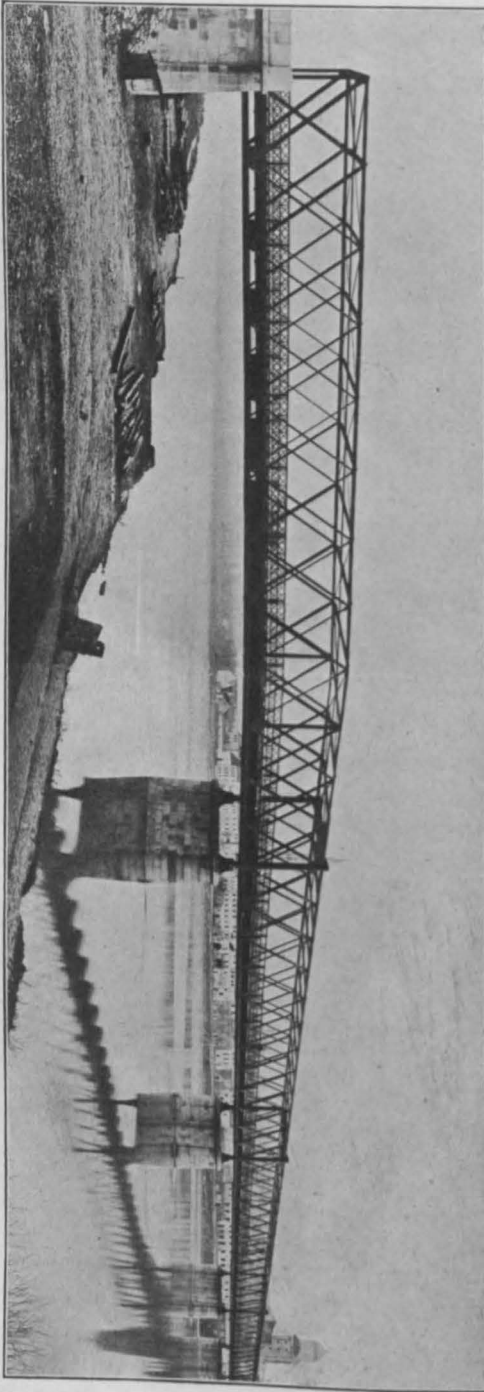
fünf Parallelträger-Öffnungen von 81,7 bis 86,11 m Weite, und die (1877—1878) von den *Kladno Werken* ausgeführte *Donaukanalbrücke der Staatsbahn bei Nußdorf-Wien*, deren 40° schiefe Hauptöffnung (von 86,2 m Weite) mit abgestumpften Bogensehnenträgern überdeckt ist, während die beiden Nebenöffnungen (22 und 24 m) Parallelträger zeigen. Die Brücke von Tulln ist 1903 unter Stöckl umgebaut worden³³⁶.

Erwähnenswert ist schließlich auch noch die 1878 unter der Oberleitung von RENDEL durch englische Ingenieure gebaute *Kaiserinbrücke über den Sutleyfluß in Indien*, die 16 mit MOHNIÉ-Trägern überspannte Öffnungen von je 79,2 m besitzt. Ihre Pfeiler sind 30,5 m tief auf Brunnen gegründet.

4. Unter den in der folgenden Tabelle 29 verzeichneten 25 Balkenbrücken des 9. Jahrzehntes von über 100 m Weite einer ihrer Öffnungen liegen sieben in Europa, sechzehn in Amerika und zwei in Indien. Von den europäischen Bauwerken entfällt je eines auf England, Deutschland, Frankreich, Italien, Holland, Österreich und Rußland. Die beiden indischen Brücken wurden selbstverständlich von englischen Unternehmern gebaut. Bezeichnend für die im 9. Jahrzehnt bevorzugten Balkenträgerarten ist das starke Anwachsen der Zahl der weitgespannten Auslegerbrücken. Während nämlich unter den 31 Bauwerken der Tabelle 27

³³⁶ STÖCKL, Der Umbau der Eisenbahnbrücke über die Donau bei Tulln. Österr. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst. 1903. S. 739.

Fig. 797. Straßenbrücke über die Donau bei Vilshofen. GERBER. 1872.



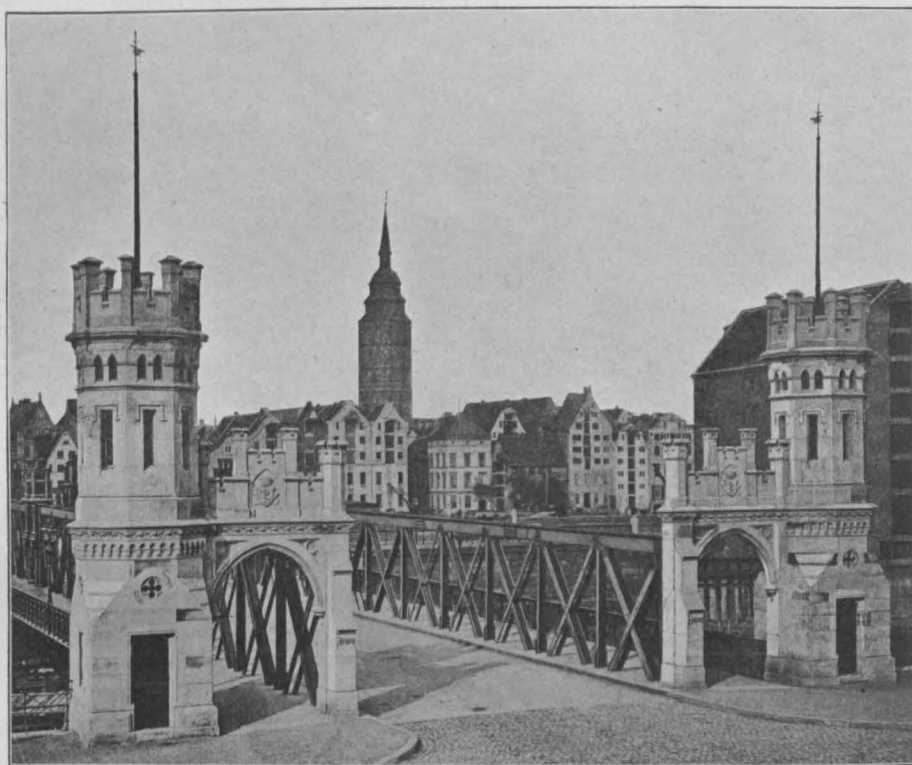


Fig. 798. Kaiser-Strassenbrücke in Bremen. SCHWEDLER. 1874.

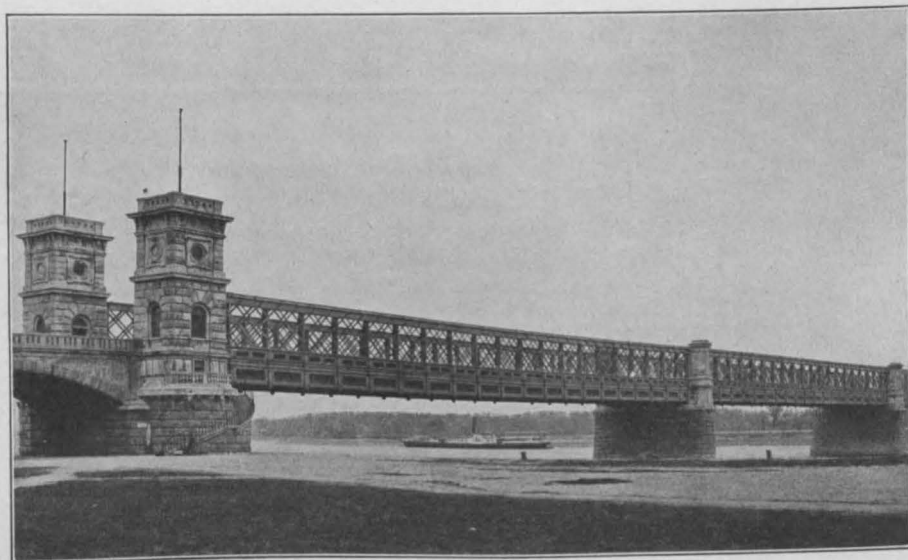


Fig. 799. Kronprinz Rudolf-Strassenbrücke über den Donaukanal in Wien. 1872—1876.

Tabelle 29. Bemerkenswerte Balkenbrücken im 9. Jahrzehnt des 19. Jahrhunderts,
mit einer Öffnung von mindestens 100 m Weite.

Nr.	Zeit des Baues	Name und Lage der Brücke	Entwurfverfasser Ausführendes Werk	Öffnungen		Bauart der Brücke
				Zahl	Stütz- weiten m	
1	1880	<i>Prinz Wilhelm-Straßenbrücke über die Saale bei Calbe</i>	Gutehoffnungshütte	1	104,00	Abgestumpfte Bogensehnenträger mit zwei- teiligem Ständerfachwerk.
2	1880—1882	<i>Brücke Don Pedro II über den Paraguassafuß, Kaiserliche Zentralbahn in Brasilien</i>	—	4	152,00	Parallelträger.
3	1881—1882	<i>Missouri-Brücke bei Bismarck, Nord-Pacificbahn</i>	MORISON, PARKHURST & SCHNEIDER Detroit Brückenbau- werke	3 2	123,54 35,10	Parallelträger. Ausgedehnte Verwendung von saurem Martinmetall wie bei der Plattmouthbrücke (Tab. 27, Nr. 31). (Fig. 802.)
4	1882—1883	<i>Monongahela-Straßenbrücke in Pittsburgh</i>	LINDENTHAL	2	110,00	Pauliträger.
5	1882—1884	<i>Trisana-Talbrücke der Arlbergbahn bei Innsbruck</i>	Direkt. Österr. Staats- bahn — Österr. Alpine Montangesellschaft	1	120,00	Abgestumpfte Bogensehnenträger mit zwei- teiligem Ständerfachwerk. (Fig. 803.)
6	1883—1884	<i>Niagarabrücke der New York- und Michigan-Zentralbahn, unterhalb der Fälle</i>	SCHNEIDER, HAYES Zentral-Brückenbau- werke Buffalo	1 2	141,00 57,00	Trapezförmige Auslegeträger mit zweiteiligem Ständerfachwerk. 41,7 m hoch über Wasser. (Fig. 804.)
7	1883—1884	<i>La Tardes-Talbrücke bei Evau, Bahnlinie Montluçon-Eygurande</i>	—	1 2	100,00 69,45	Durchgehende Parallelträger mit dreiteiligem durch Ständer versteiftem Strebenfachwerk.
8	1880—1885	<i>Merwedebrücke bei Baanhoek, Linie Dordrecht-Elst</i>	KESPER, WALLER KLOOS & SOHN, ALBLASSERDAM	2 1 3	104,75 61,41 55,00	Abgestumpfte Bogensehnenträger. Zweiteiliges Ständerfachwerk. Verwendung von 47 t Bessemerstahl wie bei den Brücken der Tab. 27, Nr. 4—6. (Fig. 805).
9	1881—1885	<i>Kentucky- und Indianabrücke über den Ohio bei Louisville, für Eisenbahn und Straße</i>	MACDONALD, HEMBERLE	1 1 1	170,00 147,00 146,00	Auslegeträger mit zweiteiligem Strebenfachwerk und Hilfständen zum Einschalten von Querträgern. Bol- zengelenke. 748 m lang.
10	1883—1885	<i>Straßenbrücke über den St. Johnsfuß in Neubraunschweig (Canada)</i>	ABBOTT, THOMPSON Dominion-Brücken- bau-Gesellschaft	1 1 1	145,20 58,28 43,75	Trapezförmige Auslegeträger. Bahn unten. Kosten 1400000 Mark.
11	1883—1885	<i>Eisenbahnbrücke über den St. Lorenzstrom bei Lachine, Canadische Pacificbahn</i>	SHALER SMITH Dominion-Brücken- bau-Gesellschaft	2	124,00	Durchgehende Parallelträger mit zweiteiligem Ständerfachwerk. In den Hauptöffnungen mit bogen- förmiger Gurtführung an den Stützen.
12	1883—1885	<i>Eisenbahnbrücke über den Ohio bei Henderson</i>	VAUGHAN Keystone-Brücken- bauwerke	1 8 5	160,00 76,00 37,00	Parallelträger. Große Öffnung: zweiteiliges Streben- fachwerk. Kleine Öffnungen: einteiliges.

13	1884—1886	Brücke über den Susquehannafluß bei Hâvre de Grace, Baltimore-Ohio-Bahn	DOUGLAS Keystone-Brückenbauwerke	1 4 2	157,00 145,00 114,00	Parallelträger mit Strebenfachwerk.
14	1873—1878 1886—1887	Eisenbahnbrücke über den Hudson bei Poughkeepsie	DICKINSON American- und Union-Brückenwerke	2 1 2	152,00 158,00 159,00	Auslegeträger. Zweiteiliges Strebenfachwerk mit Hilfsstäben. 36 m Gründungstiefe. 2062 m lang. (Fig. 806 u. 807.)
15	1882—1887	Jubiläumbrücke der Ostindischen Bahn bei Hooghly	LESLIE	2 1	164,50 36,70	Parabelförmige Auslegeträger von 109,7 m Länge über der kleinen Mittelöffnung. Gelenke in den Landöffnungen. Pfeilergründungen bis 32 m Tiefe.
16	1886—1887	Randolph-Straßenbrücke über den Missouri bei Kansas-City (Chicago)	STROBEL — Keystone Brückenbauwerke	3	122,00	Parallelträger nach der WHIPPLE-Bauart. Zweiteiliges Fachwerk.
17	1883—1888	Uwood-Belaja- und Ufabrücken der Schuisik-Iwanow- und Ufabahn (Rußland)	BELEUBSKY Brjansker Eisenwerke	6	106,60	Abgestumpfte Bogensehnenträger. Ständerfachwerk.
18	1886—1888	Brücke der Ohiobahn über den Kanawhafluß	Union-Brückenwerke	1 2	146,30 79,10	Auslegeträger. Trapezartige Umrisse der Ausleger und Seitenöffnungen. Kettenglieder in den Zugobergurten. Ständerfachwerk.
19	1886—1889	Brücke der indischen Nordwestbahn über den Rohriarm des Indus bei Sukkur	RENDEL u. A.	1	250,00	Auslegeträger. Zwei Auslegerarme von je 94,5 m Länge, auf den Ufern verankert, mit einteiligem Trapezfachwerk ungewöhnlicher Art. Schwebeträger etwa 61 m Weite. (§ 11.)
20	1886—1889	Hawkesbury-Straßenbrücke in Neu-Südwaies (Australien)	BARLOW Union-Brückenwerke	5 2	127,00 124,00	Wie Nr. 22. Mit Unfallsteifen (collision struts) in den ersten Trägerfeldern. 54 m Gründungstiefe. 883 m Länge. (Fig. 808.)
21	1887—1889	Eisenbahn- und Straßenbrücke der Cincinnati-Covington-Bahn über den Ohio	BONZANO, BURR Phönixville-Werke	1 2	168,00 149,00	Vieleck-Obergurte, gerade Untergurte. Ständerfachwerk mit Hilfsstäben zum Einschalten von Querträgern und zur Unterstützung der Druckglieder in Obergurten und Wänden. (Fig. 809.)
22	1883—1890	Eisenbahnbrücke über den Firth of Forth bei Queensferry (Schottland)	FOWLER, BAKER, WESTHOFEN Arrol & Co., London	2	521,00	Auslegeträger mit geradem Ober- und gekrümmtem Untergurt. Zweiteiliges Strebenfachwerk. Schwebeträger als abgestumpfte Bogensehnenträger. Mit den anschließenden kleinen Parallelträgeröffnungen 2394 m lang. (Fig. 1, 230—232.)
23	1888—1890	Straßenbrücke der Piazza Pia über den Tiber in Rom	RÖTHLISBERGER Savigliano-Werke	1	102,00	Abgestumpfter Bogensehnenträger mit einteiligem Ständerfachwerk und Gegenstreben. Flußmetall. Zwei nebeneinander liegende Überbauten von je 8 m Breite zwischen den Hauptträgern.
24	1889—1890	Red Rock-Brücke über den Colorado, Eisenbahn Arizona-California	Phönixville-Werke	1 2	201,00 50,00	Auslegeträger mit ungewöhnlichem Vieleckumriß und parallelgurtigem Schwebeträger. (Fig. 810.)
25	1889—1890	Merchants-Eisenbahnbrücke über den Mississippi bei St. Louis	Union-Brückenwerke	3	158,00	Abgestumpfte Bogensehnenträger mit schrägen Endpfosten. Einteiliges Ständerfachwerk mit Hilfsstäben. (Fig. 811 u. 812.)

nur eine einzige Auslegerbrücke vorkommt, zählt man unter den 25 Balkenbrücken der Tabelle 29 bereits neun Brücken solcher Art. Davon liegen sechs in Amerika, zwei in Indien und eine in England. Ihre Hauptöffnungen haben Weiten innerhalb der Grenzen von 141 m bis 521 m. Darunter besitzt die *Forthbrücke* (Fig. 1) die größte Weite und übertrifft dabei auch immer noch die Weiten irgend einer andern Brücke der Welt, sei es Balken-, Bogen- oder Hängebrücke. Die bereits erwähnte *Quebecbrücke* über den St. Lorenzstrom, deren Hauptöffnung (Fig. 182) auf 549 m Weite bemessen war, sollte ihr zwar den Rang ablaufen, aber ihr plötzlicher mit dem Verluste zahlreicher Menschenleben verknüpfter Einsturz hatte diesen Plan vereitelt. Über die wesentlichen Ursachen des Einsturzes ist im § 11 nachzulesen, worin auch einige Abbildungen von den Aufstellungsarbeiten beim Bau der großartigen Brücke aufgenommen worden sind.

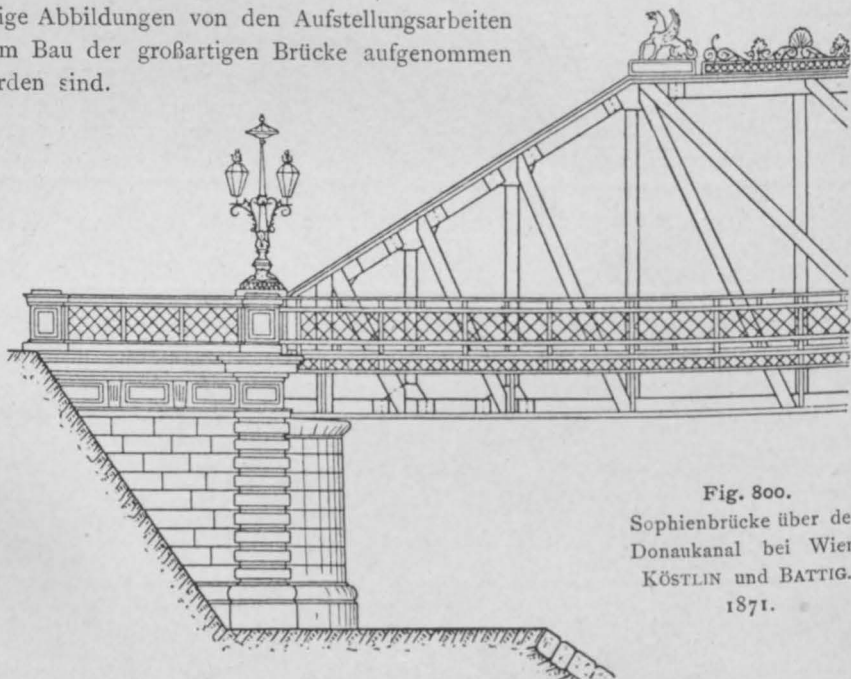


Fig. 800.
Sophienbrücke über den
Donaukanal bei Wien.
KÖSTLIN und BATTIG.
1871.

Unter den Brücken mit kleineren Weiten als 100 m sind die in den Fig 813 und 814 veranschaulichten Bauwerke erwähnenswert. Die *Warnowbrücke bei Rostock* veranschaulicht eins der sehr seltenen Beispiele der *Auslegerbrücken ohne Endpfeiler*, deren allgemeine Anordnung schon auf S. 11—12 beschrieben worden ist. Dort wurde (in Fig. 20) die 1904 gebaute *Hotzenplotzbrücke* dargestellt. Um wegen der fehlenden Endpfeiler die in den Endstützen auftretenden Stützenkräfte möglichst klein zu erhalten, hat man in der Nähe der Stütze ein Gelenk eingelegt, wodurch in den Fahrbahnenden sogenannte *Schleppträger* gebildet wurden, die einerseits ein Heben und Senken der Endstützen zulassen, andererseits aber — wegen ihrer kleinen Länge — nur eine Achslast des Eisenbahnzuges aufnehmen und übertragen. Die gleiche Anordnung ist bei den Auslegeträgern der Warnowbrücke getroffen worden, worüber

im II. Bande ausführliche Einzelheiten folgen.

Fig. 814 gibt eine Ansicht der Friedrichsbrücke über den Neckar in Mannheim, deren Auslegeträger auf S. 577 besprochen und die auch in den Fig. 724—726 abgebildet worden ist. Ihre Mittelöffnung ist 74,7 m weit. Fig. 815 gibt ein Bild von der ungarischen Eisenbahnbrücke über das Rovintal (1886), deren 41 m weite Hauptöffnung mit Fischbauchträgern überdeckt ist. Fig. 816 veranschaulicht die Franz Carl-Brücke über die Mur in Graz (1889—1890), deren über drei Stützen durchgehende gegliederte Träger in beiden 33 m weiten Öffnungen einen bogenförmigen Untergurt erhalten haben. Die äußeren Träger sind nachträglich mit Blech verkleidet worden, um ihnen ein besseres Aussehen zu geben. Es wäre deshalb wohl einfacher gewesen, sie von vornherein als Blechträger auszubilden.

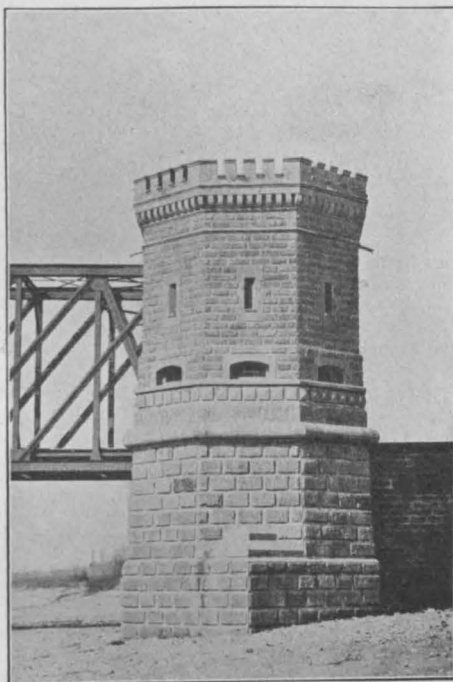


Fig. 801.
Rheinbrücke bei Hünigingen.
Badische Staatsbahn. 1877.

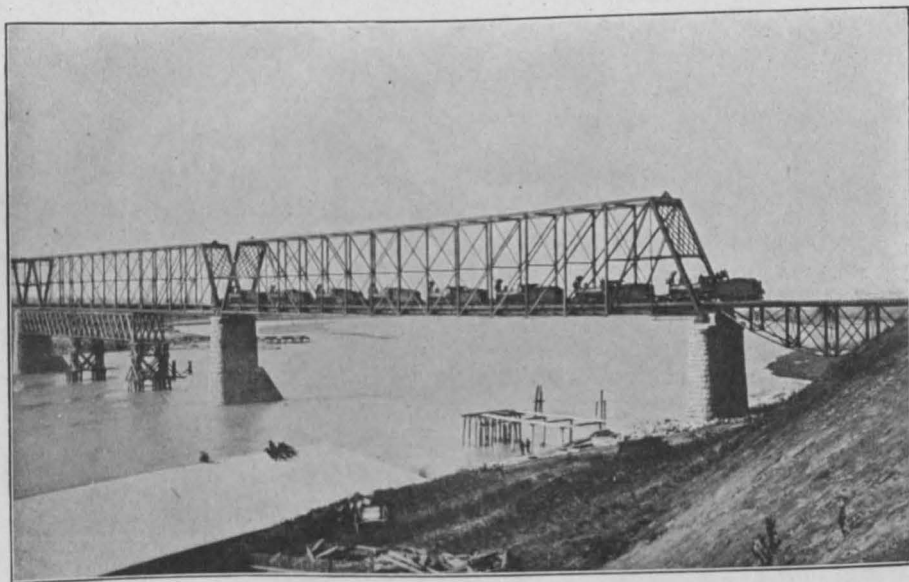


Fig. 802. Missouri-Brücke bei Bismarck. Nord-Pacific-Eisenbahn.
1881—1882.

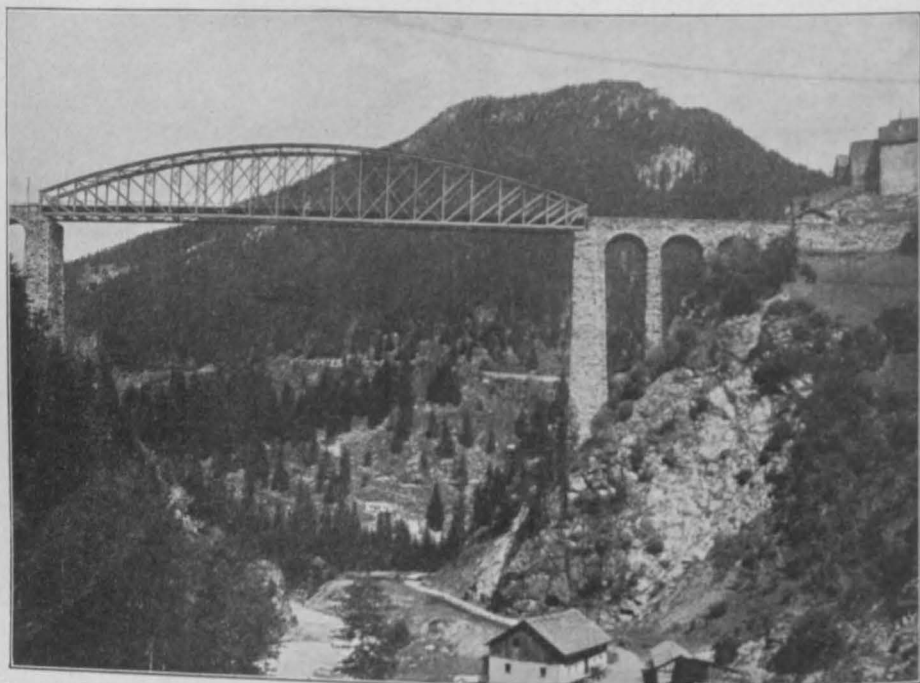


Fig. 803. Trisana-Talbrücke der Arlbergbahn. 86 m hoch über der Talsohle.
1882—1884.

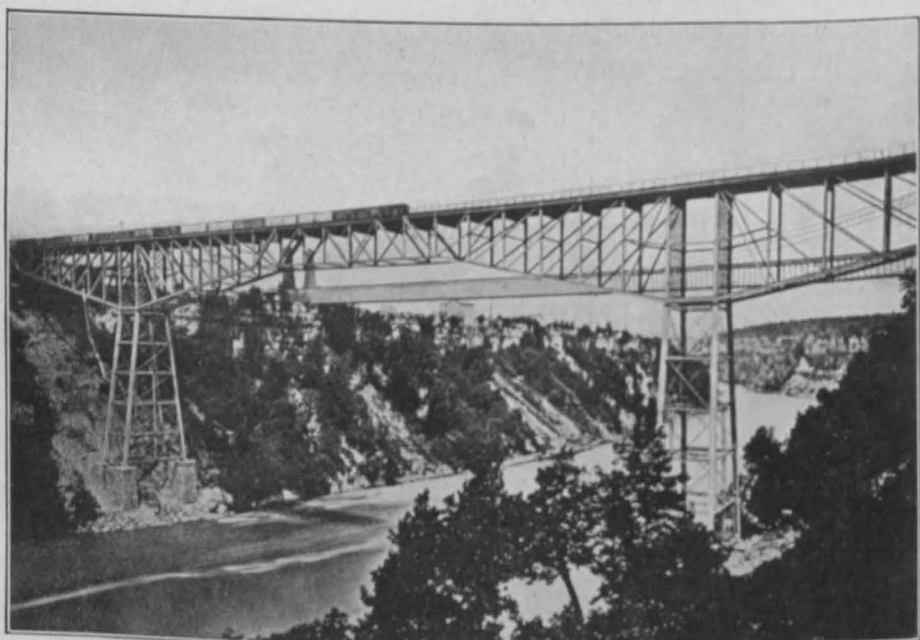


Fig. 804. Niagara-Auslegerbrücke der Michigan-Zentralbahn unterhalb der Fälle.
1883—1884.

5. Unter den vielen tüchtig ausgebildeten Bauwerken mit kleineren Weiten als 90 bis 100 m mußten auch die meisten höchst bemerkenswerten *Talbrücken* unerwähnt bleiben, weil deren Öffnungen in der Regel nur kleine Weiten haben. Diese Lücke in der geschichtlichen Darstellung der Entwicklung der Eisenbrücken soll nachträglich hier geschlossen werden.

Die Veranlassung zur *Ausbildung der eisernen Brückenpfeiler* haben die *eisernen Talbrücken* gegeben. Soweit bekannt sind zuerst bei der schon erwähnten



Fig. 805. Portal der Merwedebücke bei Baanhoek. Linie Dordrecht-Elst. 1880—1885.

Crumlin-Talbrücke von LITTLE und GORDON (1853) eiserne Pfeiler angewendet worden (Fig. 673, S. 538). Sie sind — abgesehen von den 1847—1852 schon benutzten *Schraubenpfählen*, *gußeisernen Säulen* und *Röhrenpfeilern* — die ersten ganz aus Eisen gebildeten Brückenpfeiler. Ihrer Gestalt nach nennt man sie heute *Turmpfeiler*. Ihre hohlen Ecksäulen sind aus Gußeisen gebildet und in jedem Pfeilerstockwerk durch gußeiserne Querverbände verbunden. Zwischen den dadurch geschaffenen Feldern liegen schweißeiserne Andreaskreuze (Fig. 674). Der höchste Pfeiler mißt von der Talsohle bis zu seiner Krone 62 m.

Im Beginn des 7. Jahrzehntes wurden die *Turmpfeiler* beim Bau der französischen Orléansbahn von NÖRDLING vervollkommen und Ende des 7. und Anfang

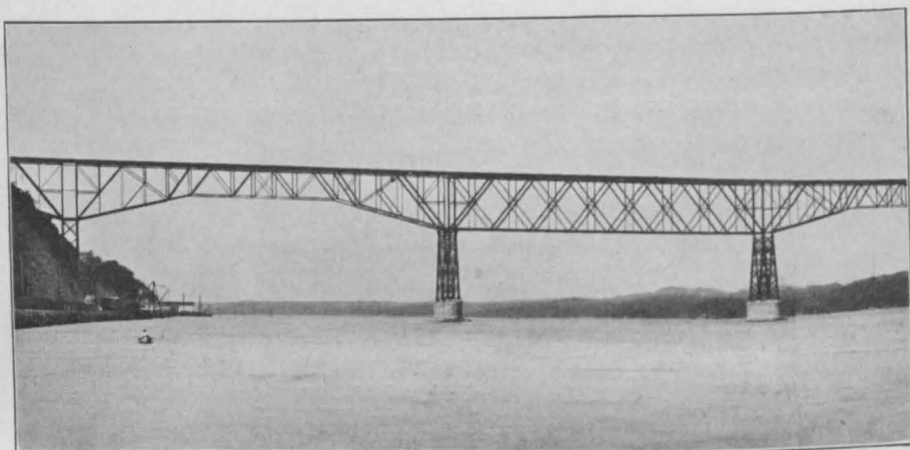


Fig. 806.

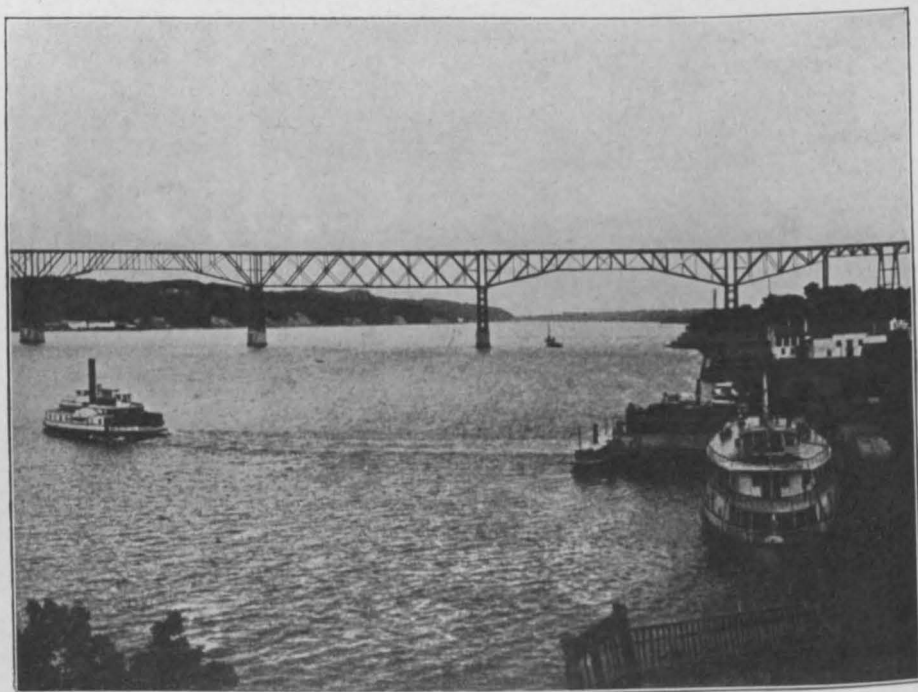


Fig. 807.

Fig. 806—807. Ausleger-Eisenbahnbrücke über den Hudson bei Poughkeepsie. 1873—1888.

des 8. Jahrzehntes in Spanien, Italien, Österreich und auch im Auslande (Fig. 817) viel nachgeahmt. Ein neues Beispiel von der *Anatolischen Bahn* wurde in Fig. 707, S. 565 gegeben.

Mittlerweile hatte man auch in Amerika angefangen, eiserne Pfeiler zu bauen. Anfangs dienten diese als Ersatz für durch Feuer zerstörte *Gerüstpfeiler* (trestle work) von hohen Talbrücken (Fig. 537, S. 584). So wurden (1875) die über 70 m hohen Gerüstpfeiler der *Portagetalbrücke über den Geneseefluß* auf der Eriebahn in 86 Tagen nach ihrer Zerstörung durch eine Feuersbrunst durch eiserne Pfeiler ersetzt, die ganz aus *Schweiß Eisen* hergestellt waren. Auch die schon zwei Jahre früher (1872—1873) von den Phönixvillewerken gebaute *Varrugastalbrücke* in Peru, auf der Bahn von Lima nach Oroya (die über die Anden führt),



Fig. 808. Hawksbury-Eisenbahnbrücke in Neu-Südwaies (Australien). 1886—1889.

besaß ganz aus Schweiß Eisen gebildete Gerüstpfeiler. Sie waren etwa 77 m hoch und ihre röhrenförmigen Eckpfosten waren aus Quadrant- und Sextanteisen zusammengenietet³³⁷. Eine Eigentümlichkeit der von Amerika auch in Europa eingeführten Gerüstpfeiler ist die Parallelführung ihrer quer zur Brückenachse stehenden Wände und die Übertragung der Brückenlasten auf den Untergrund durch die Eckpfosten, von denen jeder sich auf einen Steinpfeiler stützt (Fig. 820). Großartige neuere Beispiele amerikanischer Gerüstbrücken veranschaulichen die Fig. 819 und 820: Die 1894 erbaute, 662 m lange *Pecostalbrücke in Texas*, in der

³³⁷ LAVOINNE et PONTZEN, Anmerk. 325. I. S. 209 u. Taf. XVIII.

Süd-Pacificbahn, liegt 96 m hoch über der Talsohle und ihre mittlere (56 m weite) Öffnung ist durch Auslegeträger überdeckt. Eins der neuesten großartigen Beispiele

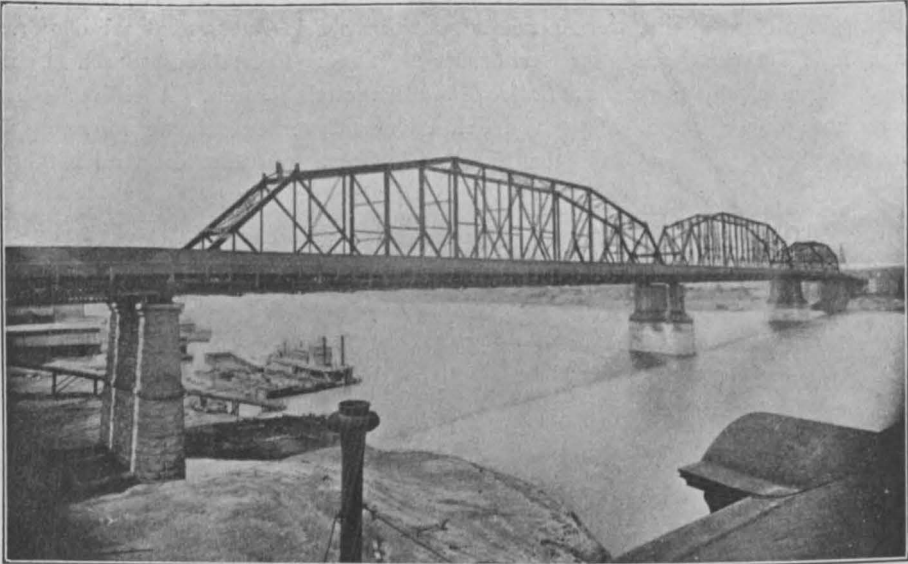


Fig. 809. Ohiobrücke der Cincinnati-Covington-Eisenbahn. 1887—1889.

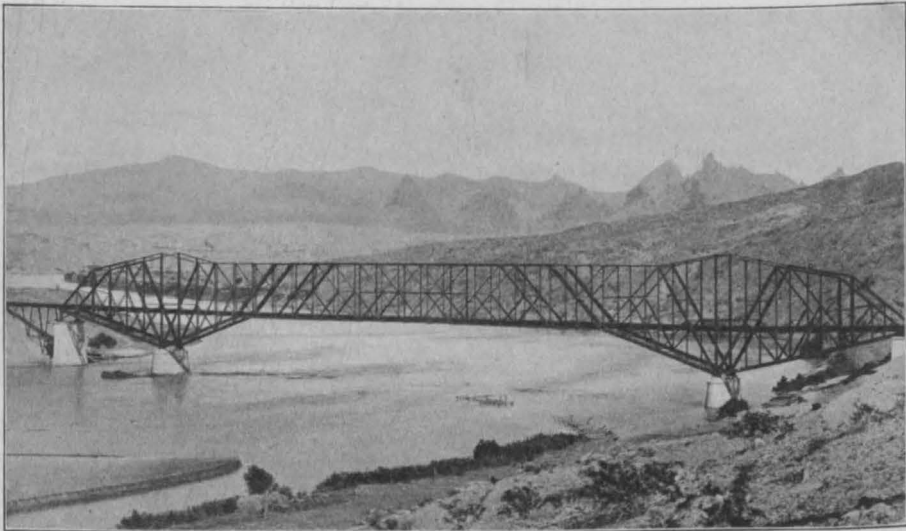


Fig. 810. Needlesbrücke über den Colorado zwischen Arizona und Californien.
Auslegeträger. 1889—1890.

veranschaulicht die Fig. 820. Es ist die von der *Pennsylvania Stahlwerk-Gesellschaft* 1900 in Birma gebaute *Gokteikbrücke*³³⁸, 690 m lang, 98 m hoch, in der Bahnlinie Rangoon-Mandalay.

³³⁸ The Gokteik Viaduct (Burmah-India). Engineering News. 1901. I. S. 26.

Eiserne Turmpfeiler erhielten schon 1876 die *Kentuckytalbrücke* (Fig. 786), dann 1883 die *Niagarabrücke* (Fig. 804) und früher schon die *Poughkeepsiebrücke* (Fig. 806—807). Auch die Fig. 17, S. 10; Fig. 188, S. 180 und Fig. 707, S. 565 stellen Turmpfeiler dar. In Europa baute man ganz *schweißeiserne Turmpfeiler*



Fig. 811.

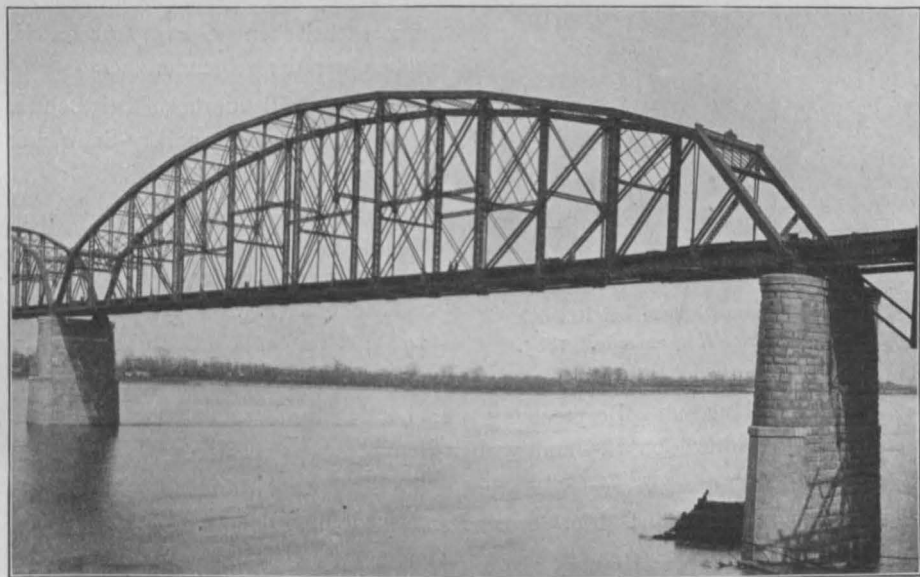


Fig. 812.

Fig. 811—812. Merchants-Eisenbahnbrücke über den Mississippi bei St. Louis. 1889—1890.

erst gegen Mitte des 8. Jahrzehntes. Die von den GEBR. BENKISER in Pforzheim 1873—1874 gebaute Brücke der pfälzischen Eisenbahn über das Zellertal bei Marnheim erhielt noch *gußeiserne Pfeilerpfosten*. Die ersten ganz schweißeisernen Brückenpfeiler in Deutschland sind, soweit bekannt, 1880—1881 hergestellt worden, für die Niddatalbrücke bei Assenheim, auf der Bahnlinie Friedberg-Hanau (1880)

und für die Talbrücke bei Angelroda auf der Strecke Arnstadt-Ilmenau (1881). Zu den Turmpfeilern und den Gerüstpfeilern gesellte sich Ende des 8. und Anfang des 9. Jahrzehntes noch eine dritte Gattung der eisernen Pfeiler, *Wand- oder Pendelpfeiler* genannt. Sie stammt aus Norwegen und ist von dort aus überallhin eingeführt worden. Eine der ältesten bemerkenswerten Anwendungen dieser Pfeilerart zeigen die Nebenöffnungen der in Fig. 821 dargestellten *Minnesundbrücke bei Minne* in Norwegen (1880).

In Deutschland hat sich im Eisenpfeilerbau besonders Sachsen hervorgetan. Das ist auf die Anregung von KÖPCKE, unter Anlehnung an amerikanische und norwegische Vorbilder, geschehen. Die bedeutendste mit *Pendelpfeilern* ausgerüstete Talbrücke der sächsischen Staatsbahnen führt über den *Oschützbach* in der Linie Mehltheuer-Weida. Sie wurde in Fig. 710, S. 568 bereits dargestellt. Neuere sächsische Pendelpfeilerbrücken der Linie *Limbach-Wüstenbrand* (1900) stellen die Fig. 822—827 dar. Aus der großen Zahl der sächsischen *Gerüstpfeilerbrücken* heben wir die folgenden heraus:

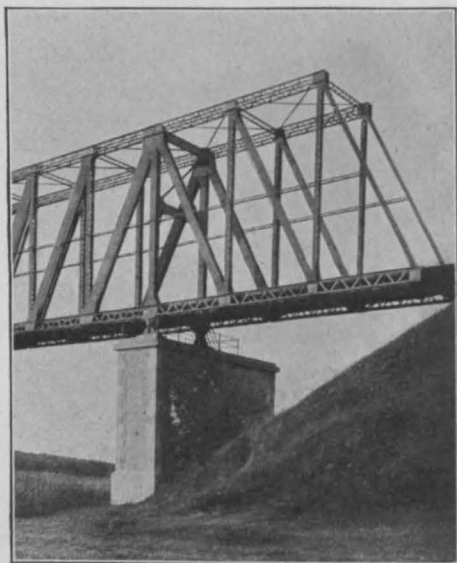


Fig. 813. Warnowbrücke bei Rostock.
Bahnlinie Waren-Warnemünde. 1885.

- 1889, Mitweidatalbrücke bei Schwarzenberg, Linie Annaberg-Schwarzenberg (Fig. 824);
- 1892, Talbrücke der Linie Saupersdorf-Wilzschhaus (Fig. 825);
- 1896, Talbrücke der Linie Waldheim-Kriebetal (Fig. 826);
- 1905, Greifenbachtalbrücke der Linie Thum-Geyer (Fig. 827).

Die Darstellung und Besprechung der baulichen Einzelheiten der neueren Eisenpfeiler wird für den II. Band vorbehalten.

6. *Deutsche Gelenkbolzenbrücken* wurden im Anfange des 9. Jahrzehntes zuerst von GERBER³³⁹ eingeführt (Fig. 827). Damals glaubte man noch, die Gelenkbolzen würden erheblich weniger *Nebenspannungen* (St. III. § 10) verursachen, als die vernieteten Knoten. Man war aber dabei im Irrtum. Schon nach den Beobachtungen von MANDERLA³⁴⁰ zeigte es sich, wie die Bolzenreibung nur unter starken Erschütterungen des Überbaues sich derart verringert, daß die theoretisch vorausgesetzte Bolzendrehung eintreten kann. Auch die amerikanischen Erfahrungen bestätigen diese Tatsache.

³³⁹ Nach GERBERS Reichspatent vom 10. Februar 1878.

³⁴⁰ MANDERLA, Über die Wirkungsweise gelenkförmiger Knotenverbindungen. Allg. Bauzeitung. 1886.

Die amerikanischen Ingenieure (106) haben die Bolzenknoten nicht aus theoretischen, sondern aus praktischen Gründen gewählt, namentlich um die Aufstellung der Eisenbauten in menschenarmen Gegenden zu erleichtern. Auch haben sie, weil die Bolzen unter dem Spannungswechsel der Wandstäbe starke Stöße erleiden, die Wandgliederungen in der Regel derart angeordnet, daß Stäbe, die sowohl Zug als Druck erhalten, darin nicht vorkommen. Mit der Zunahme der Bevölkerungsdichte hat man in Amerika die Gelenkknotenbauart mehr und

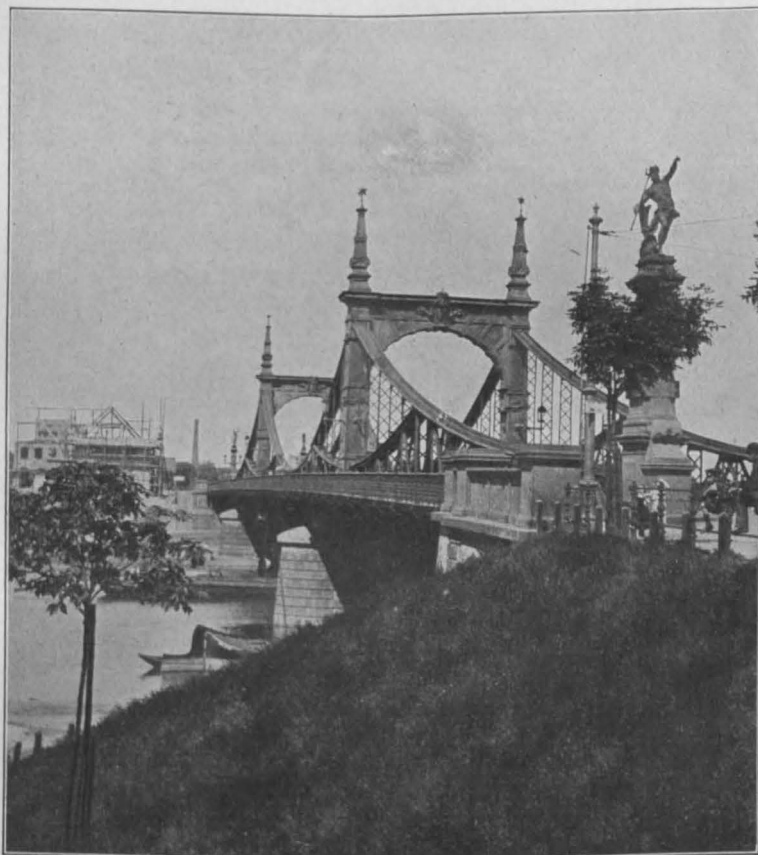


Fig. 814. Neckarstrassenbrücke in Mannheim. GERBER. 1889.

mehr verlassen und vielfach die europäische Bauart nachgeahmt. So hat man dort z. B. die Obergurtstäbe auf der Baustelle schon oft ganz vernietet und nur noch die Untergurtnoten mit Bolzen ausgerüstet. Auch hat der amerikanische Ingenieur MORISON in neuerer Zeit einige bedeutende Balkenbrücken gebaut, in denen viele Wandglieder Spannungswechsel erleiden, in der begründeten Annahme, daß die schweren Gurtbolzen *weitgespannter* Brücken (auch unter den Erschütterungen der Fahrt) bewegungslos liegen bleiben, also wie Nietverbindungen wirken. Bei kleinen Brückenweiten ist die Beweglichkeit der Bolzen merkbarer.

Deshalb liefern seit längerer Zeit viele amerikanische Brückenbauanstalten Überbauten bis etwa 60 m Weite ganz nach europäischer Art durchweg vernietet³⁴¹.

Nach überseeischen Ländern, in denen aus Mangel an geeigneten Arbeitskräften jede größere Nietarbeit am Aufstellungsorte unwirtschaftlich oder aus-

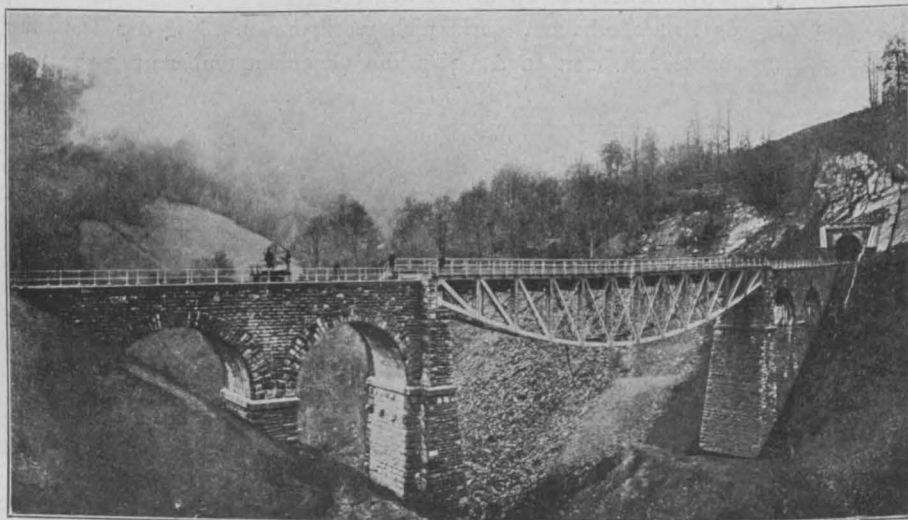


Fig. 815. Eisenbahnbrücke über das Rovintal in Ungarn. 1886.



Fig. 816. Franz Carl-Straßenbrücke über die Mur in Graz. 1889—1890.

geschlossen ist, lohnt es sich für die Kulturländer heute immer noch, Gelenkbolzenbrücken auszuführen. Dies geschieht seit etwa drei Jahrzehnten auch von Deutschland aus. Die größeren deutschen Werke liefern ihre eigenen Systeme,

³⁴¹ WADDELL, De Pontibus. A Pocket-Book for Bridge-Engineers. 1898. 2. Aufl. Vgl. hierzu auch die »Specifications« im Anhang § 14 (128).

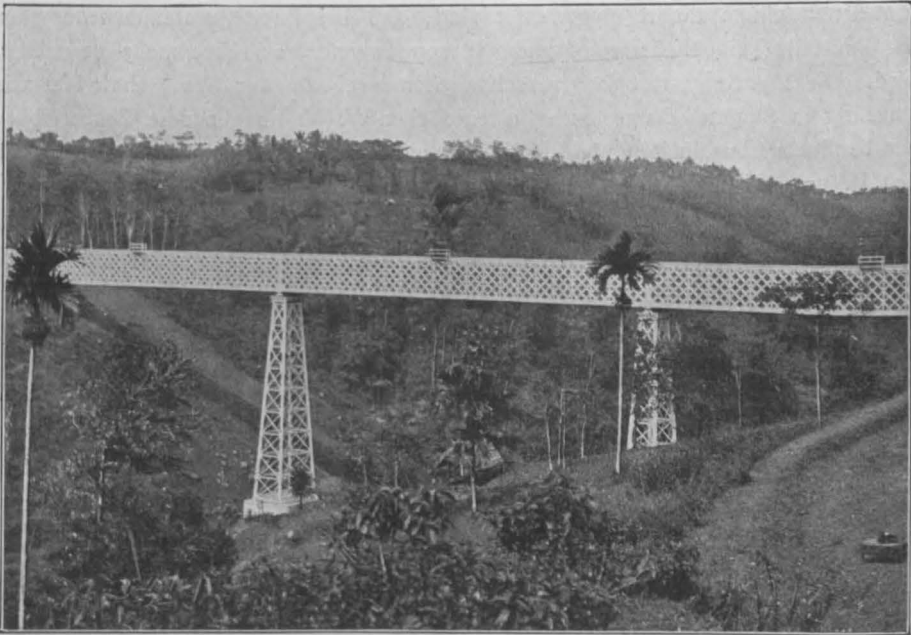


Fig. 817. Talbrücke mit Turmpfeilern über den Tjitondoei auf Java. 7. Jahrzehnt.
Drei Öffnungen von je 62 m Weite.

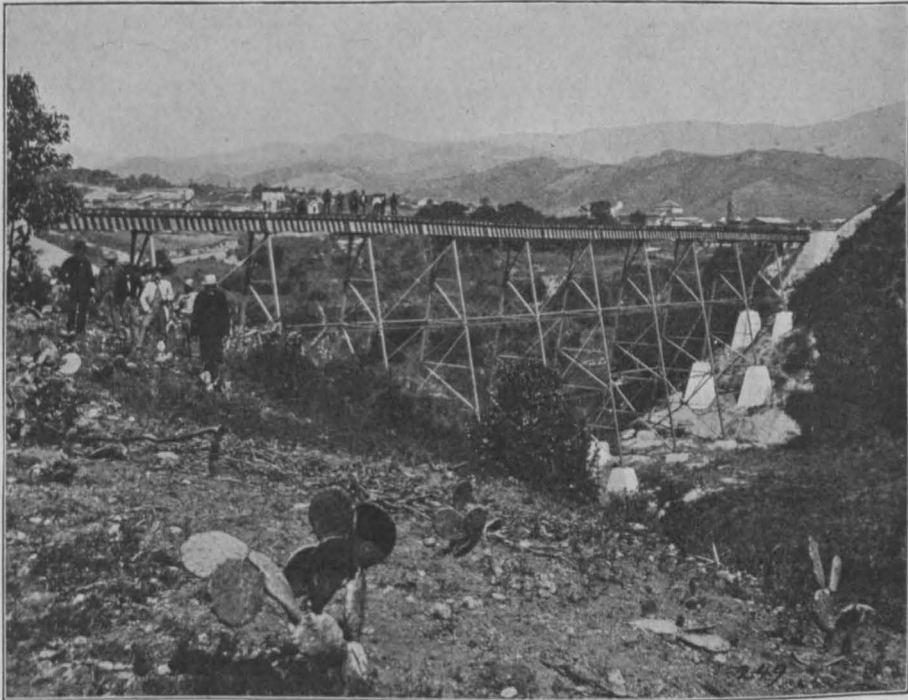


Fig. 818. Camataguatalbrücke bei Los Teques in Mexiko. 8. Jahrzehnt.

von denen einige derart eingerichtet sind, daß bei ihrer Zusammenstellung auf der Baustelle keine Feuerarbeit mehr vorkommt und kein Niet mehr geschlagen wird. Die Fig. 829 und 830 veranschaulichen zwei von der Gesellschaft Harkort-Duisburg in Sumatra hergestellte Bolzenbrücken³⁴². Eine genauere Beschreibung der baulichen Einzelheiten und der Herstellungsweise der Bolzenbrücken wird für den II. und III. Band vorbehalten.

109. Die Bogenbrücken von 1850 bis 1890.

1. Unter 72 (S. 346) werden einige aus den Jahren 1811—1813 stammende Entwürfe von französischen gußeisernen Bogenbrücken genannt, als deren Verfasser BRUYÈRE gelten darf. Dieser Ingenieur hatte vorher schon (1808) eine

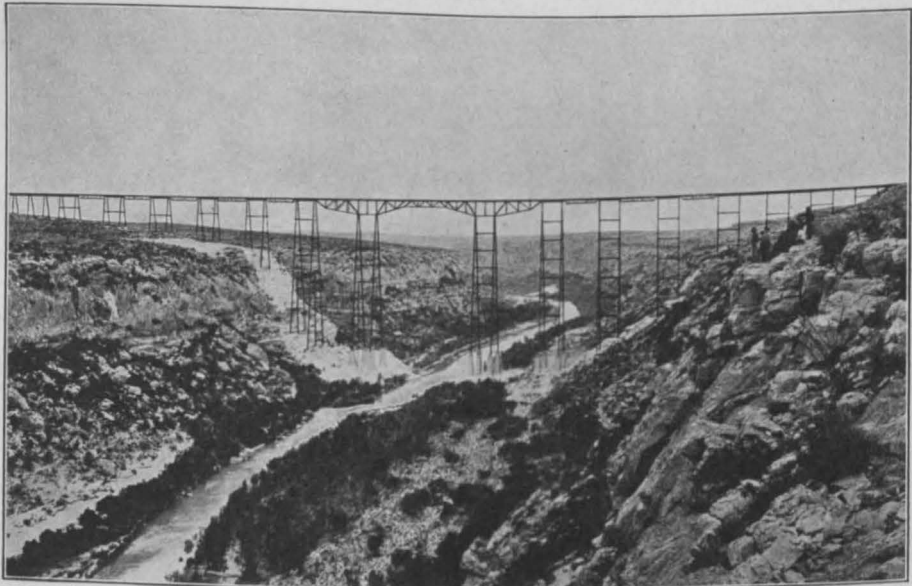


Fig. 819. Pecostalbrücke.
Süd-Pacificbahn mit mittlerer Auslegeröffnung. 96 m hoch. 1894.

ganz aus Schmiedeeisen gebildete kleine Bogenbrücke gebaut, die in den Fig. 831 bis 833, S. 652 dargestellt ist. Es war eine Leinpfadbrücke von 12 m Stützweite, die bei St. Denis über den Crou führte. Ihre gegliederten Bogenträger zeigen bereits Fachwerk mit Kreuzstreben. Soweit bekannt, ist diese Brücke die einzige ganz schweißeiserne Bogenbrücke der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts. Die Gründe, warum zwischen ihrem und dem Bau einer zweiten schweißeisernen Bogenbrücke fast 50 Jahre verfließen mußten, sind in den Schwierigkeiten zu suchen, die (nach 10) vor 100 Jahren der Formgebung und Verbindung von Schweißeisenteilen noch entgegenstanden. Um haltbare Knotenverbindungen zu schaffen mußten alle Teile geschmiedet und mit angeschmiedeten Lappen versehen werden (Fig. 833). Bei der Verwendung von Gußeisen wären

³⁴² Anmerk. 289, S. 83—86.

die Verbindungen einfacher und weniger kostspielig gewesen. Daher das Bevorzugen der gußeisernen Bogenbrücken (§ 7) bis in das 8., in England ausnahmsweise sogar bis Ende des 9. Jahrzehntes (Tabelle 12 u. 13, S. 332 u. 341).

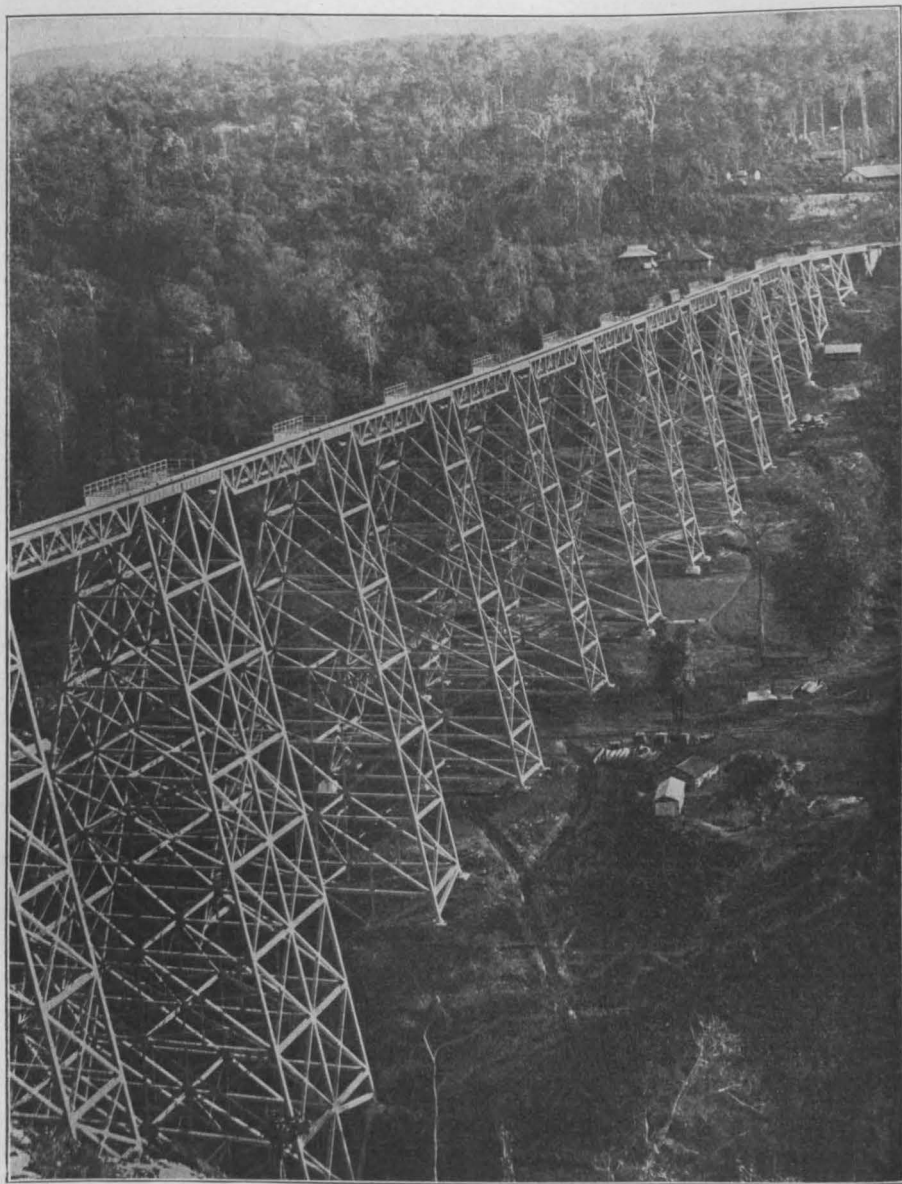


Fig. 820. Gokteitalbrücke in Birma. 95 m hoch. 1900.

In der Zwischenzeit von 1808 bis 1850 hatten sich die theoretisch-praktischen Grundlagen des Eisenbaues befestigt und erweitert und die dabei, namentlich im Bau schweißeiserner *Balkenbrücken* erzielten Erfolge (101—102) reizten zu

Nachahmungen auf dem Gebiete des Bogenbrückenbaues. So entstand 1853 ein Entwurf von STEHLIN für eine vollwandige Blechbogenbrücke mit I-förmigem Querschnitt, der den Ingenieuren ETZEL und RIGGENBACH 1854 Anlaß zum Bau der *Aarebrücke bei Olten* gab, einer Eisenbahnbrücke der schweizerischen Zentralbahn, mit Vollwandblechbogen und drei Öffnungen von je 31,5 m Weite (Fig. 834). Fast gleichzeitig baute OUDRY an Stelle der baufällig gewordenen Passerelle de Grève (S. 390) die *Stadthaus- oder Arcolebrücke in Paris*³⁴³, die einen kühn-geschwungenen Blechbogen mit Zwickelfachung zeigt, bei einer Weite von 80 m (Fig. 835).

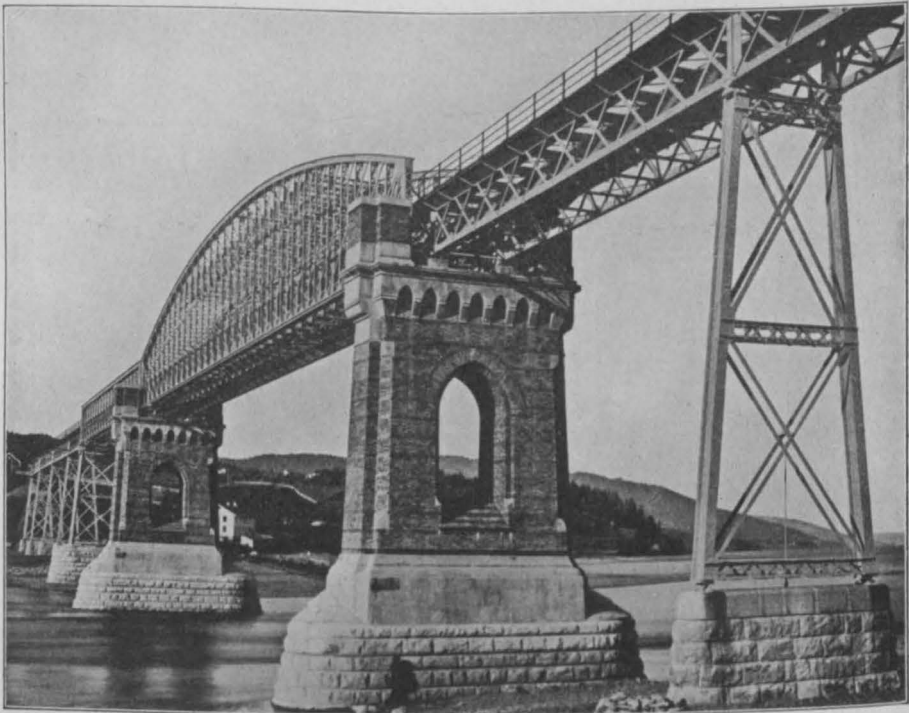


Fig. 821. Minnesundbrücke bei Minne. Norwegische Staatsbahn. 1880.

Anfangs baute man die Bogenträger in Anlehnung an das Vorbild der Steinbogen ganz ohne Gelenke, also nach einem System, das dreifach statisch unbestimmt ist, und dessen genaue Berechnung man damals noch nicht kannte. Die ersten theoretischen Arbeiten, die man dabei hätte benutzen können, lieferten (nach St. III. 65) ARDANT (1841), BRESSE (1848—1854) und WINKLER (1856). Das Bestreben, die statische Unbestimmtheit der Bogenträger durch *Einlegen von Gelenken* zu beheben, um dadurch die Berechnung zu erleichtern, erscheint daher für jene Zeit natürlich.

³⁴³ Auf S. 390, 9. Zeile von oben, ist versehentlich die Arcolebrücke als *gußeiserne* bezeichnet.



Fig. 822. Auortztalbrücke.

2. Im Rückblicke auf die Geschichte der gußeisernen Bogenbrücken wurde festgestellt (S. 350), daß ROBESON, ein Lehrer und Berater TELFORDS, 1801 den Vorschlag gemacht hat, in dessen Entwurf für die Themsebrücke in London (Fig. 240, S. 217), um einer möglichen Druckanhäufung in den Bogenrändern zu begegnen, im *Bogenscheitel ein Gelenk* einzuschalten, das aus einem Schweißeisenstück mit gekrümmten Lagerfugen bestehen sollte. Auch Idee und Ausführung von *Kämpfergelenken* sind schon über ein halbes Jahrhundert alt. Denn in dem Entwurfe von ROBERT STEPHENSON für eine gußeiserne Bogenbrücke über die Menaistraße (Fig. 241, S. 218) waren schon zylinderförmig gestaltete Bogenenden vorgesehen, die sich in entsprechend gehöhlte Lagerschuhe setzten. Ausführungen solcher Gelenke finden sich bei den von FOWLER erbauten gußeisernen Viktoria- und Albert Eduardbrücken der Severntalbahn zwischen Shrewsbury und Bewdley (Tab. 13, Nr. 10, S. 340). Hier wurde beobachtet,



Fig. 823. Pendelpfeiler mit Auslegeträgern.

Fig. 822—823. Pendelpfeiler der Linie Limbach-Wüstenbrand (Sachsen). 1900.



Fig. 824. Mitweidatalbrücke bei Schwarzenberg. Linie Annaberg-Schwarzenberg (Sachsen). 1889.

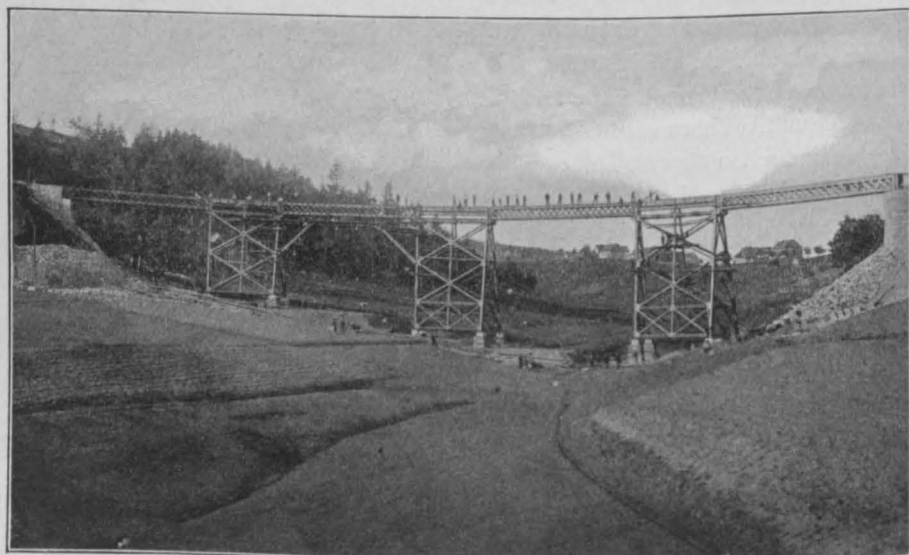


Fig. 825. Talbrücke der Linie Saupersdorf-Wilzschhaus (Sachsen). 1892.

daß eine Drehung der zylindrischen Bogenenden in den Lagerschuhen gar nicht stattfindet. Unter solchen Umständen haben Kämpfergelenke natürlich wenig Wert. Wenn aber auch eine ausreichende Beweglichkeit der Bogenenden der

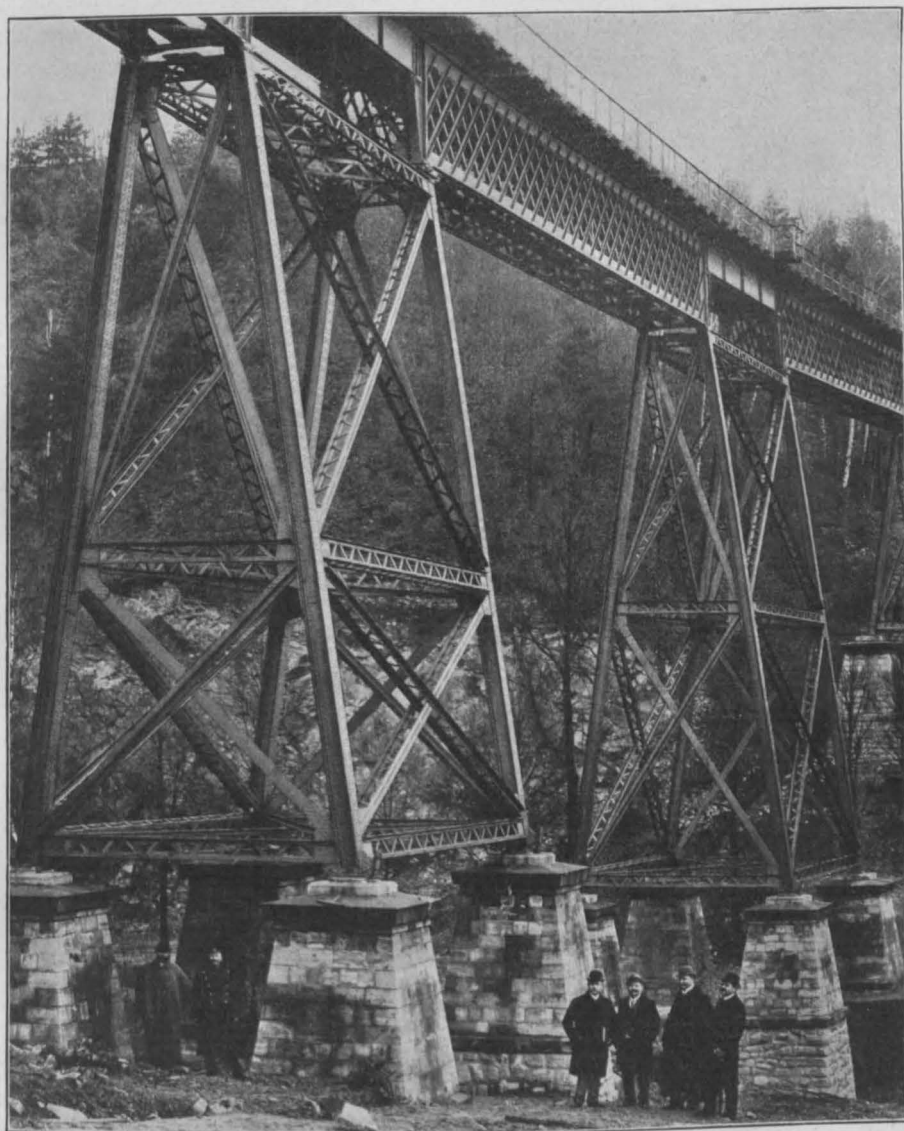


Fig. 826.

Talbrücke der Linie Waldheim-Kriebetal (Sachsen). 1896.

bedeutenden Reibungswiderstände wegen kaum erzielt werden kann, so muß die Gestalt der Zylinderflächen an den Bogenenden und Lagern doch richtig gegeneinander abgepaßt werden, damit der Angriffspunkt der Kämpferkraft gezwungen wird immer innerhalb einer engbegrenzten Fläche zu verbleiben.

3. Die ersten Kämpfergelenke bei schweißeisernen Bogenträgern kamen 1858 durch die Ingenieure COUCHE, MANTION und SALLE bei der Eisenbahnbrücke über den Kanal von St. Denis, in der Linie Paris-Creil zur Ausführung (S. 350). MANTION veröffentlichte die zugehörigen Berechnungen im Jahre 1860 und erwähnte dabei, daß er auch bereits an ein drittes Gelenk im Scheitel gedacht habe. Ausgeführt wurde dies Gelenk aber nicht, wahrscheinlich, weil die Erbauer sich über dessen



Fig. 827. Greifenbachtalbrücke der Linie Thum-Geyer (Sachsen). 1905.

Wirkung nicht ganz klar waren. Im selben Jahre (1860—1861) erschienen die Vorschläge von KÖPCKE zur Einschaltung eines Mittelgelenkes bei versteiften Hängebrücken³⁴⁴. KÖPCKE hatte aber bereits 1857 einen derartigen Entwurf ausgearbeitet und in seinen Veröffentlichungen auch auf die Anwendbarkeit der empfohlenen Anordnung für Bogenbrücken hingewiesen. Ihm gebührt daher wohl das Verdienst, die Nützlichkeit der *Dreigelenkbogen* zuerst allgemein und eingehend dargelegt und begründet zu haben, wenn auch, wie oben erläutert, die Idee der Gelenke vor ihm bereits bekannt war. Ausgeführt wurden die ersten

³⁴⁴ KÖPCKE, Über die Konstruktion der steifen Hängebrücken. Zeitschr. des Ing. u. Arch.-Vereins in Hannover. 1860.

Dreigelenkbogenträger 1864 durch HERRMANN, der eine Blechbogenbrücke über die Wien in Wien mit einem Scheitgelenk versah; 1865 folgte SCHWEDLER mit der Unterspreebrücke³⁴⁵.

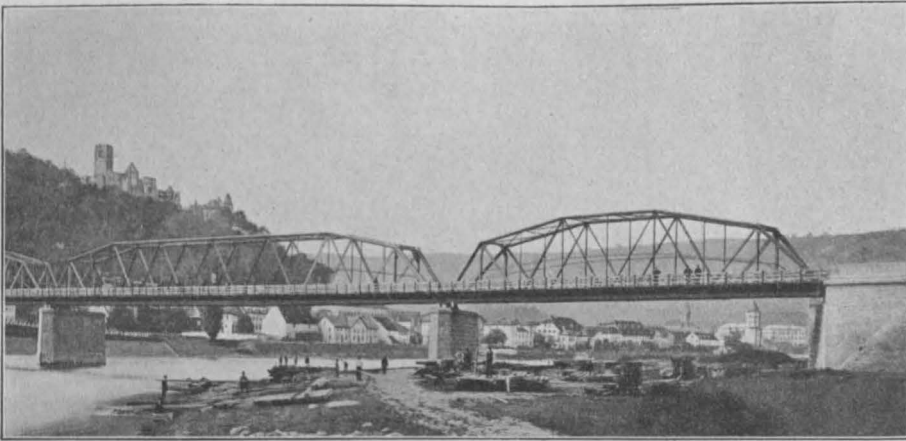


Fig. 828. Eisenbahnbrücke über den Main bei Wertheim. GERBER. 1881.

Viele Ingenieure verhielten sich schon damals den Gelenken gegenüber ablehnend. Darunter SCHMICK, der 1869 die erste versteifte Hängebrücke mit Scheitgelenk baute (Fig. 465, S. 405). Auch CULMANN bestritt die Notwendigkeit



Fig. 829. Soengei-Olar-Brücke auf Sumatra. HARKORT. 1890.

der Gelenke, ebenso EADS, der Erbauer der seinerzeit berühmten *Mississippi-Brücke bei St. Louis* (Fig. 837), obgleich er später für eine Bosphorusbrücke eine

³⁴⁵ Der eiserne Überbau der neuen Unterspreebrücke bei Berlin im Zuge der Königlichen Bahnhofs-Verbindungsbahn. Zeitschrift für Bauwesen. 1866.



Fig. 830. Eisenbahnbrücke über den Bindjeyfluß auf Sumatra. HARKORT. 1890.

Dreigelenk-Bogenbrücke geplant hat³⁴⁶. Die St. Louisbrücke mit ihren drei (bis 158 m weiten) Öffnungen eröffnete den Reigen der weitgespannten Bogenbrücken

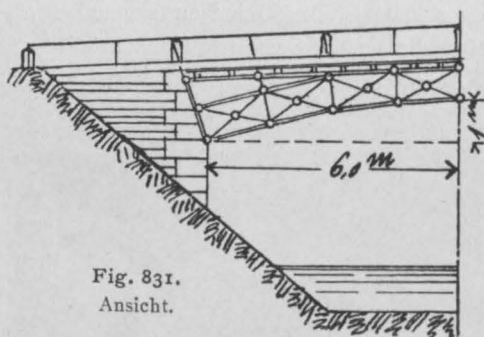


Fig. 831.
Ansicht.

des 7. und 8. Jahrzehntes. Sie besitzt keine Gelenke und war für die damalige Zeit (1874) merkwürdig durch die Anwendung von Stahl für die röhrenförmigen Gurte ihres gegliederten Bogens, durch die unter Anwendung von Preßluft bewirkte, 31 m tiefe Pfeilergründung, sowie auch durch ihre eigenartige Aufstellung, bei welcher das Aufhängungsverfahren ohne Anwendung fester

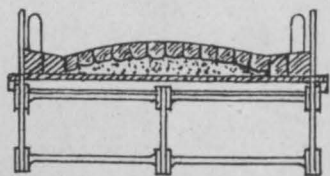


Fig. 832. Querschnitt.

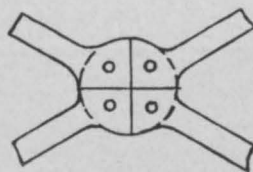


Fig. 833. Kreuzknoten.

Fig. 831—833. Fußweg- und Leinpfad-Bogenbrücke über den Crou bei St. Denis. BRUYÈRE. 1808.

Stromgerüste, nur mit Hilfe von oberhalb der Bogen auf den Pfeilern gestützten Hilfsvorrichtungen zum ersten Male in planvoller Weise zur Durchführung kam.

³⁴⁶ LANG, Zur Entwicklungsgeschichte der Spannwerke des Bauwesens. Ein Anhang zu den Lehrbüchern über allgemeine Baukunde und Brückenbau. 1890.

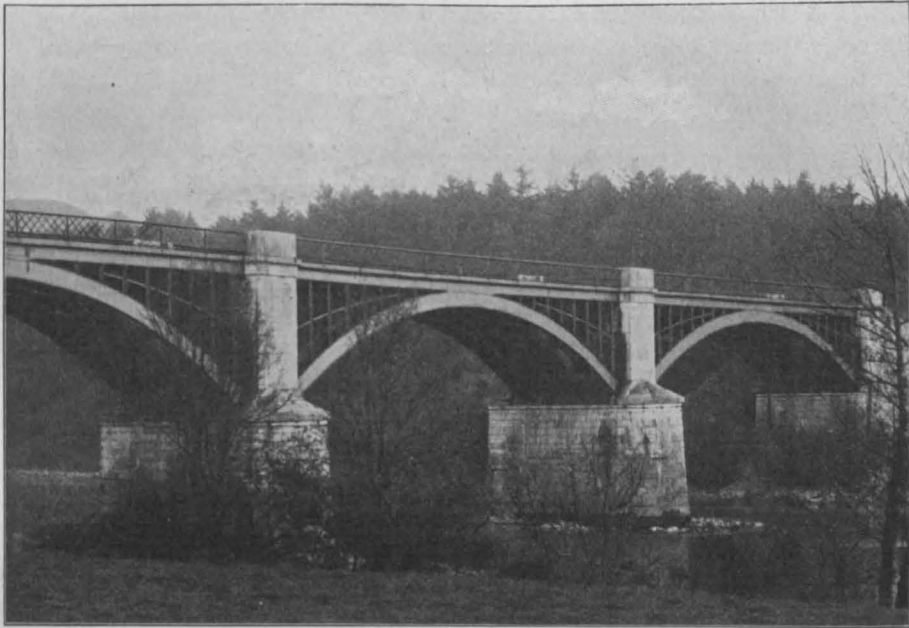


Fig. 834. Aarebrücke bei Olten. Schweizerische Zentralbahn.
ETZEL und RIGGENBACH. 1854.

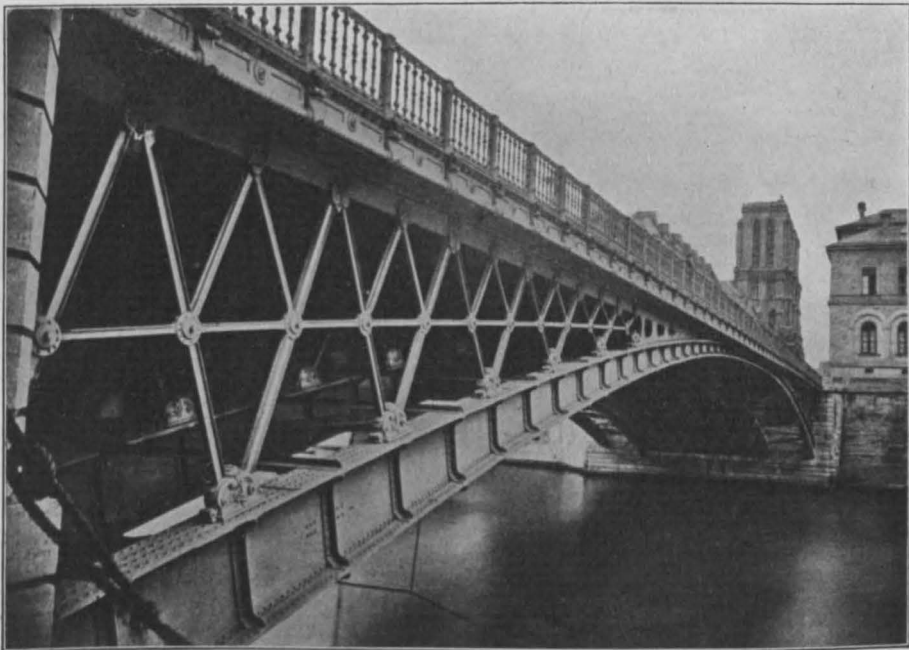


Fig. 835. Arcole-Bogenbrücke über die Seine in Paris.
OUDRY. 1855.

4. Von den älteren Bogenbrücken geringerer Spannweite kann sich der St. Louisbrücke nur eine einzige würdig zur Seite stellen. Das ist die 1861—1864 von HARTWICH erbaute Rheinbrücke der Linie Koblenz-Lahnstein (Fig. 836 u. Tab. 30).

Mit dem Bau der Koblenzer Brücke beginnt der Aufschwung im Bogenbrückenbau. Sie zeigt zum ersten Male *Fachwerk* zwischen gekrümmten Gurten, dazu zwei Kämpfergelenke. Gegen das geplante Einlegen eines Scheitelgelenkes hatte HARTWICH Verwahrung eingelegt. Ihre von STERNBERG, dem späteren Professor an der technischen Hochschule in Karlsruhe, geleitete theoretische und bauliche Durchbildung war auch für die späteren Rheinbogenbrücken von maßgebendem Einflusse. Die 1873 von HARTWICH gebaute Rheinbrücke bei Rheinhausen, in der Linie München-Gladbach-Duisburg, war noch ein ziemlich

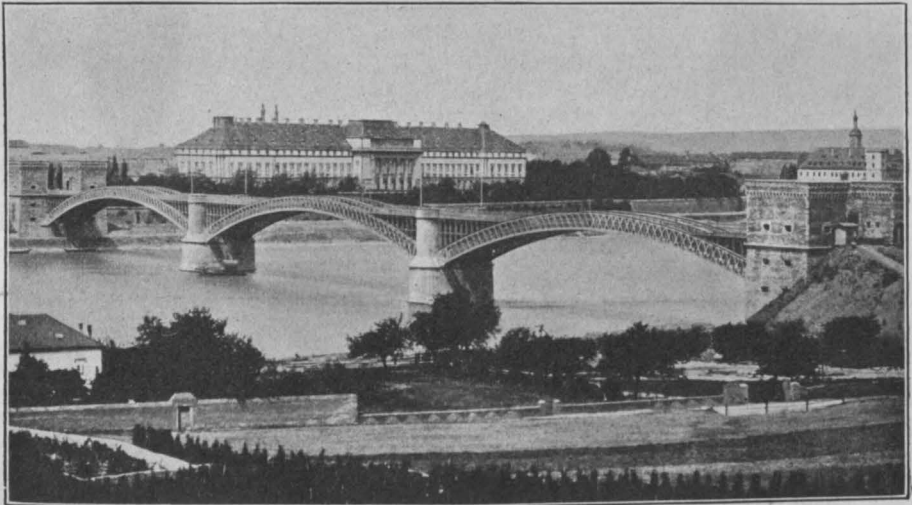


Fig. 836. Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Koblenz. Linie Koblenz-Niederlahnstein. HARTWICH. 1862—1863.

getreues Abbild des älteren Koblenzer Baues. Denn auch sie erhielt die *mittlen*-liegende Bahn, die den Bogen unschön durchschnitt (S. 195). Dagegen hat bei der später gebauten Brücke oberhalb Koblenz (Fig. 838) die Örtlichkeit ein Obenlegen der Bahn gestattet.

Im 7. Jahrzehnt beginnt die Theorie der Bogenbrücken sich zusehends zu entwickeln. Wie aus den Literaturangaben (St. III. 166) zu übersehen ist, folgte auf BRESSE und WINKLER zuerst STERNBERG, dann kamen FRÄNKEL, ENGESSER, MOHR, KÜBLER, WEYRAUCH, MÜLLER-Breslau, RITTER-Zürich u. a. Alle diese theoretischen Arbeiten wurden in hohem Maße gefördert durch die geschilderte gleichzeitige Entwicklung der Elastizitätslehre (St. III. 62) und die Ausbildung der graphischen Statik seit CULMANN (St. III. 63). Die neuen allgemeinen Verfahren zur Berechnung der statisch unbestimmten Bauwerke beseitigten die bisherigen Schwierigkeiten und Unsicherheiten beim Ermitteln der äußeren und inneren Kräfte. So lernte man allmählich auch die statisch unbestimmten Eisen-

bauten mehr schätzen als bisher. Das bedeutete einen Wandel der Anschauungen, der einerseits den Bogenbrücken sehr zugute gekommen ist, andererseits aber auch den Glauben an die unbedingte Notwendigkeit und Unfehlbarkeit der Gelenke erschüttert hat. Hervorragende Ausführungen von gegliederten Bogenträgern *ohne Gelenk* in der zu betrachtenden Zeitspanne sind in der folgenden Tabelle 30 verzeichnet und werden durch die beigegebenen Abbildungen veranschaulicht.

5. Die Tabelle 30 enthält 18 Bogenbrücken mit Weiten von über 90 m, die in den drei Jahrzehnten von 1860 bis 1890 entstanden sind. Darunter befinden sich Eisenbahn- und Straßenbrücken. Sechs liegen in Deutschland, vier in Nordamerika, je zwei in Frankreich und Portugal, je eine in der Schweiz,

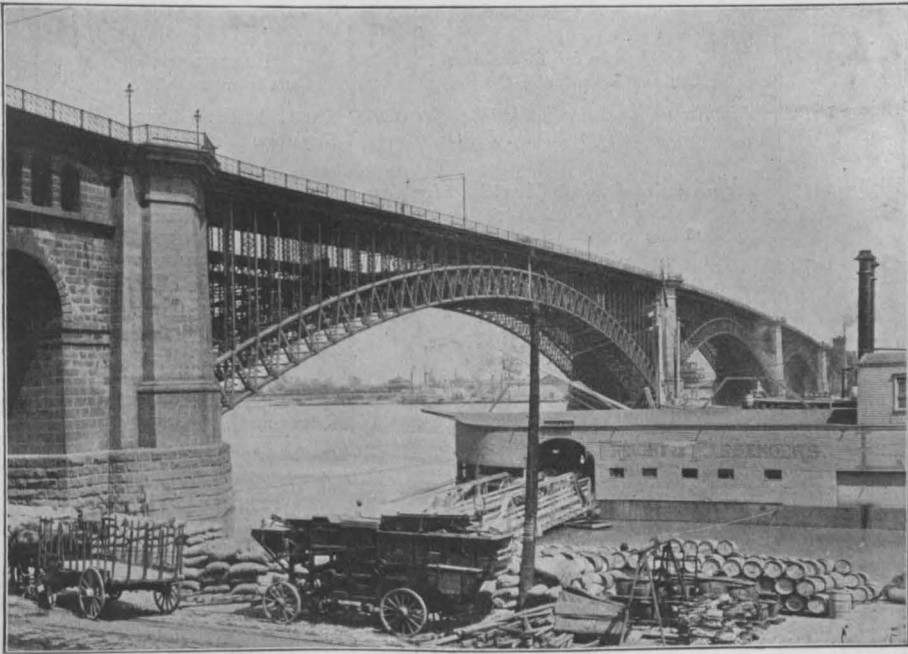


Fig. 837. Mississippibrücke bei St. Louis. EADS. 1868—1874.

Ungarn, Italien und Südamerika. Drei der nordamerikanischen Brücken und eine französische zeigen vollwandige *Blechbogen*, alle übrigen Brücken haben *gegliederte* Hauptträger erhalten, von denen in der Regel nur zwei vorhanden sind. Eine Ausnahme machen die *Mississippi*-, die *Theiß*- und die *Erdrebrücke*, die je vier Hauptträger besitzen.

Beim Vergleich der Bogenanordnungen findet man: *Drei Gelenke* nur bei zwei nordamerikanischen Brücken (Nr. 14 u. 16). Sieben Brücken sind mit *Kämpfergelenken* ausgerüstet und eine *Auslegerbogenbrücke* (Nr. 10) besitzt sogar *fünf Gelenke*. Bei den übrigen (acht an der Zahl) sind keine Gelenke vorhanden. Das *Pfeilverhältnis* schwankt von 1:3,2 bis 1:12,3. Drei Bogenträger, deren Höhe über der Talsohle mehr als 60 m beträgt, haben *schrägstehende Hauptträger* erhalten (47) mit einem Anlaufe der Trägerebenen von 1:10 bis 1:12. Diese drei

Tabelle 30. Übersicht der bemerkenswerten Bogenbrücken mit mindestens

Nr.	Zeit des Baues	Name und Lage der Brücke	Entwurfverfasser Ausführendes Werk	Öffnungen	
				Zahl	Stütz- weiten m
1	1862—1864	Rheinbrücke bei Koblenz, Linie Koblenz-Niederlahnstein	HARTWICH Gesellschaft Harkort und Kölnische Maschinenbau-A.-G.	3	96,70
2	1868—1872	Elbebrücke bei Hamburg und Harburg, Linie Venlo-Hamburg	LOHSE, LOBACH Gesellschaft Harkort	7	96,36
3	1873	Rheinbrücke bei Rheinhausen, Linie M.-Gladbach-Duisburg	HARTWICH Gutehoffnungshütte	4	97,00
4	1868—1874	Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Mississippi bei St. Louis	EADS, FLAD & PFEIFER Keystone Brückenwerke	1 2	158,50 153,00
5	1876—1877	Eisenbahnbrücke de la Jonelière über den Erdrefluß bei Nantes, Linie Nantes-Chateaubriant	DIDION, DUPUIT u. A. Fives-Lille, Paris	1	95,00
6	1876—1878	Maria Pia-Brücke der Portugiesischen Staatsbahn über den Douro, Linie Lissabon-Porto	SEYRIG, LOPEZ Eiffel, Paris	1	160,00
7	1876—1879	Rheinbrücke oberhalb Koblenz, Linie Berlin-Metz	HILF, ALTENLOH, DÖRENBERGER Gutehoffnungshütte	2	107,00
8	1881—1882	Schwarzwasserbrücke der Straße von Bern nach Schwarzenberg	RÖTHLISBERGER, PROBST Ott & Co., Bern	1	114,00
9	1882—1884	Theisstraßenbrücke bei Szegedin	FEKETEHÁZY Eiffel, Paris	1 3	110,00 66—97
10	1883—1884	Magdalenenstrombrücke bei Honda in Columbien	BENDER Gutehoffnungshütte	1	109,00
11	1882—1885	Straßenbrücke über den Rhein zwischen Mainz und Kastel	LAUTER, THIERSCH, BILFINGER — Gebr. Ben- kiser, Holzmann & Co.	1 2 2	104,00 88,00 87,00
12	1883—1885	Garabittalbrücke bei Saint Flour, Linie Marvejols-Neussarges	BAUBY, LEFRANC Eiffel, Paris	1	165,00
13	1881—1886	Brücke Luis I über den Douro bei Porto, für zwei Straßen	SEYRIG Gesellsch. Willebroeck, Belgien	1	172,50
14	1885—1886	Straßenbrücke in Richmond (Indiana)	—	1	122,00
15	1884—1887	Straßenbrücke über die Norderelbe in Hamburg	MEYER, GLEIM, ENGELS Gesellschaft Harkort	3	101,00
16	1888	Lake-Streetbrücke in Minneapolis (Minn.)	—	1	139,00
17	1886—1889	Washington-Straßenbrücke über den Harlemfluß in New York	HUTTON u. A. Passaic-Werke	2	155,00
18	1887—1889	Straßen- und Eisenbahnbrücke über das Addatal bei Paderno (Italien)	RÖTHLISBERGER Savigliano Werke	1	150,00

einer Öffnung von über 90 m Weite, im 7., 8. u. 9. Jahrzehnt des 19. Jahrhunderts.

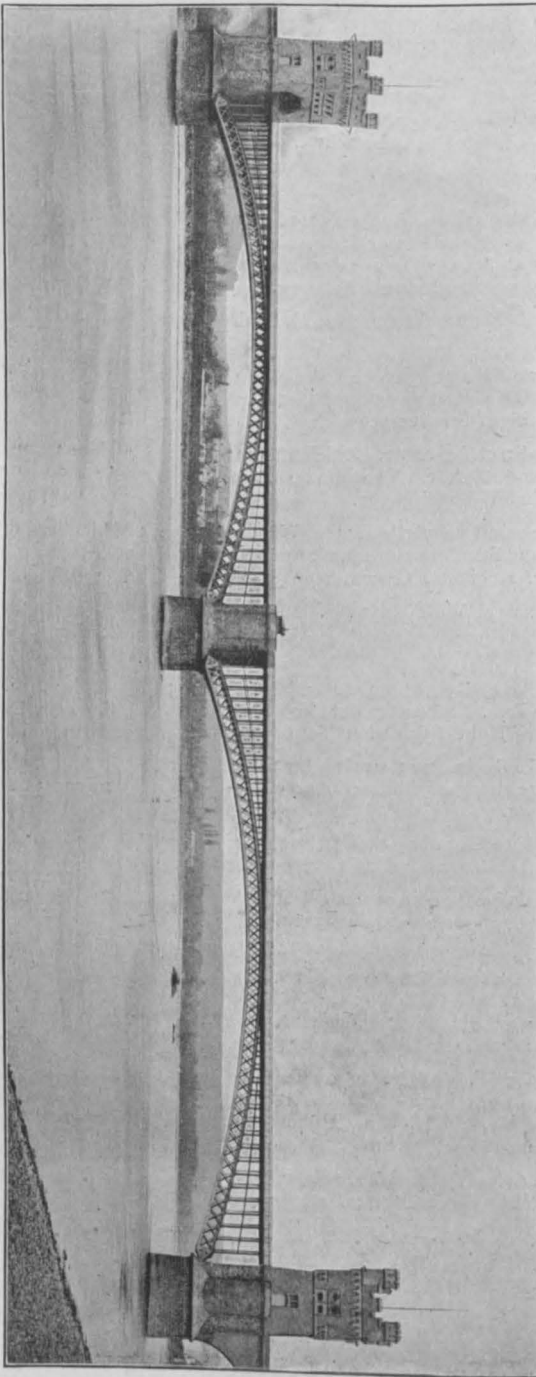
Hauptträger		Zahl der Gleise	Bauart der Brücke	Pfeil- verhält- nis	Abbildungen und Literatur- quellen	Nr.
Mitten- abstand m	Zahl					
4,90	2	2	Parallele Kreisbogengurte mit Kämpfergelenken. Zweiteiliges Strebenfachwerk.	1:10,7	Fig. 836.	1
—	2	2	Hängende und stehende gegliederte Bogen mit aufgehobener Bogenkraft. Mit einer Drehbrücke. Dazu zehn kleinere mit Balkenträgern überdeckte Öffnungen.	1:5	Fig. 844.	2
5,00	2	2	Wie Nr. 1. Mit Flutbrücken und zwei Drehbrücken.	—	Ztschr. f. Bauw. 1867.	3
14,60	4	2	Parallele Kreisbogengurte ohne Gelenke, aus Stahlröhren gebildet, dazwischen einteiliges Strebenfachwerk.	1:9	Fig. 837. MORANDIÈRE.	4
2,50	4	2	Blechbogen ohne Gelenke. Zwickelfüllung mit Ständern und mittlerem Versteifungsbande. Mit anstoßenden Wölböffnungen.	1:8	MORANDIÈRE. Ann. des ponts. 1879.	5
oben 3,95 unten 15,0	2	1	Parabelbogen mit schräggestellten Wänden (Anlauf 1:12) und Ständerfachwerk mit Andreaskreuzen. Mit Anschlüssen Gesamtlänge 353 m.	1:3,75	Mémoires de la Soc. d. ing. civ. 1878.	6
5,00	2	2	Wie Nr. 1. Mit zwei Wölböffnungen.	1:12,3	Fig. 838. Ztschr. f. Bauw. 1881.	7
oben 5,2 unten 8,0	2	—	Nicht parallele Bogengurte mit einteiligem Fachwerk. Stützung der Fahrbahn durch Ständer. Höhe 63 m über Talsohle.	1:5	Fig. 839. Schweiz. Bauz. 1884.	8
2,75	4	—	Nichtparallele Bogengurte mit Kämpfergelenken. Fachwerk mit Andreaskreuzen. Gesamtlänge 606 m.	1:13	Annal. des travaux publics. 1882.	9
3,00	2	1 Schmal- spur	Schräggestellte Auslegebogenträger mit fünf Gelenken. Anlauf 1:4.	1:7	—	10
13,00	2	—	Parallele Kreisbogengurte mit Kämpfergelenken. Zweiteiliges Strebenfachwerk.	1:10	Fig. 840 u. 841.	11
oben 6,3 unten 20,0	2	1	Sichelbogen mit Kämpfergelenken. Schräggestellte Wände (Anlauf 1:11). Stützung der Fahrbahnträger durch Turmpfeiler bis 61 m Höhe. Mit Anschlüssen Gesamtlänge 565 m.	1:3,2	Fig. 842. MORANDIÈRE.	12
oben 6,0 unten 16,0	2	—	Nicht parallele Bogengurte ohne Gelenke. Fachwerk mit Andreaskreuzen. Schräggestellte Wände. 62 m Höhe über Talsohle. Gesamtlänge 392 m.	1:3,8	Fig. 234, S. 210. Mémoires de la Soc. d. ing. civ.	13
12,50	2	—	Bogenfachwerk mit drei Gelenken zwischen geraden Ober- u. gekrümmten Untergurten.	1:8	—	14
—	2	—	LOHSE-Träger wie Nr. 2.	—	—	15
9,10	2	—	Wie Nr. 14.	1:5	—	16
4,27	6	—	Blechbogen aus saurem Martinstahl mit Kämpfergelenken. Parallele Kreisgurte.	1:5,7	Engineer. News. 1886—1888.	17
7,00	2	1	Nichtparallele Parabelbogengurte. Einteiliges Ständerfachwerk. Fahrbahnträger auf Turmpfeilern gestützt.	1:4	Fig. 843.	18

Bogenbrücken besitzen natürlich das größte Pfeilverhältnis (von 1:3,2 bis 1:3,8). Deshalb hat man ihrer Bogenachse *Parabelgestalt* gegeben (44), während man bei

den meisten der übrigen Bogenträger entweder parallele oder nicht parallele *Kreisbogengurte* gewählt hat.

Die beiden in der Tabelle 30 mit aufgeführten *Elbebrücken in Hamburg* (Nr. 2 u. 15) sind insofern von besonderer geschichtlicher Bedeutung, als es die ersten Bogenbrücken waren, bei denen durch Verbindung eines stehenden mit einem hängenden Bogen die Bogenkraft aufgehoben worden ist. Die Umrisse der Bogenträger (Fig. 844) zeigen Linsengestalt; Obergurt und Untergurt bilden je einen *steifen* gegliederten Bogen für sich, die beide über den Stützen derart verbunden sind, daß die Bogenkraft aufgehoben wird. Die Bauart gilt mit Recht als veraltet, nicht allein weil die Träger vielfach statisch unbestimmt sind, sondern weil man auch den gleichen Zweck heute mit einfacheren Mitteln besser erreicht. Wie das geschehen kann, zeigt ein Vergleich mit der 1899 eröffneten schönen Straßenbrücke zwischen Harburg und Wilhelmsburg über die Süderelbe (Fig. 848), die der LOHSE-Brücke nahe liegt. Die neue Brücke besitzt steife gegliederte Bogenträger, die über der Straßenbahn liegen.

Fig. 838. Eisenbahnbrücke über den Rhein. Linie Berlin-Metz. 1876—1879.



Die Bogenkraft wird durch einen unter der Bahn liegenden besonderen *Zuggurt* aufgehoben (St. III. 37 d). Eine derartige Anordnung, unter Verwendung von *steifen* Bogenträgern, kam (wie 68 beschrieben) auch (1837) bei der Czernabrücke unweit von Mehadia in Ungarn zur Anwendung, bei schweißeisernen Brücken (soweit bekannt) zuerst 1888 bei der Brooksbrücke in Hamburg³⁴⁷. Für malerisch gelegene Brücken ist die Anordnung wie geschaffen, weil die weitgestellten Hängestangen der Trägerwände nirgends die Aussicht beeinträchtigen und — bei ausreichender Höhe der Träger — auch ein zwischen die Trägerobergurte gespannter Windverband einen durchaus befriedigenden Eindruck nach oben hin gewährt.

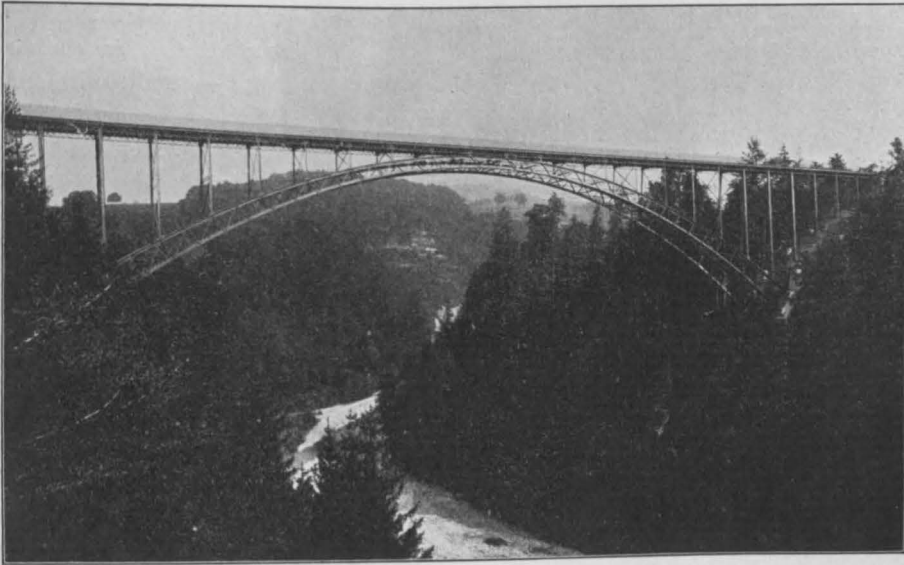


Fig. 839. Die Schwarzwasserbrücke. Straße Bern-Schwarzenberg.
1881—1882.

Die Idee, die Bogenkraft eines *schlaffen* Bogenträgers durch Verbindung mit einem *steifen* Balken aufzuheben, stammt aus dem Jahre 1871 von dem (S. 578) schon einmal genannten Ingenieur LANGER³⁴⁸, der auch bereits das Einlegen eines Gelenkes in der Mitte des Versteifungsbalkens vorgesehen hat (Fig. 846). Ausgeführt sind diese LANGER-Träger, aber ohne das Mittengelenk, zum ersten Male 1881 bei der *Ferdinandsbrücke über die Mur in Graz* (Fig. 845).

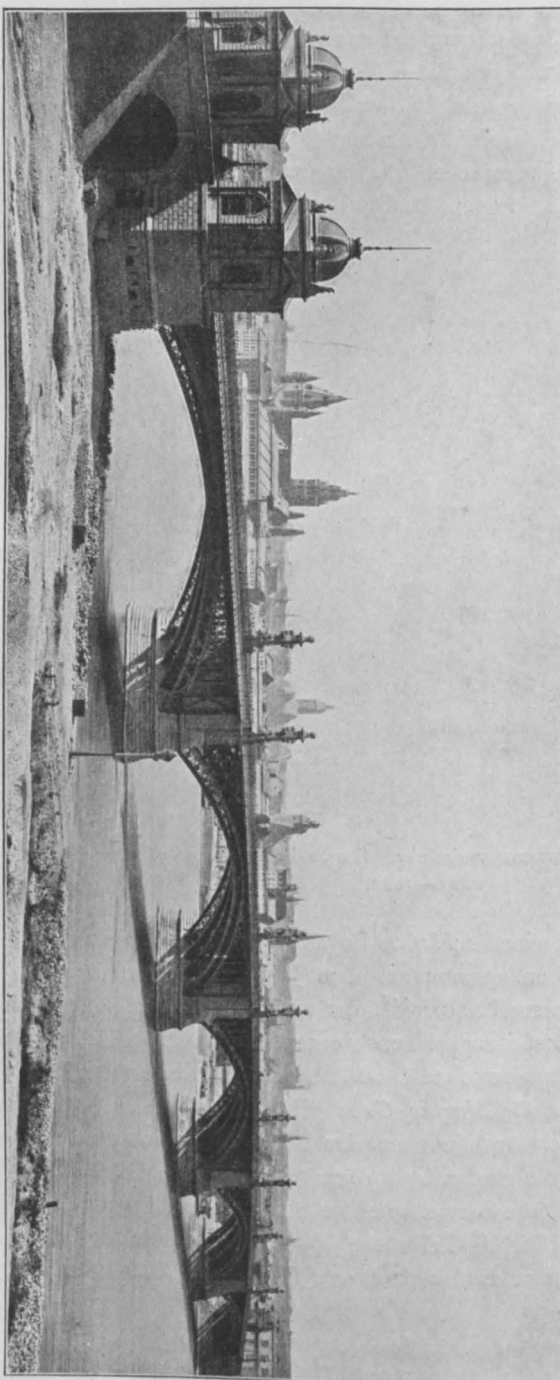
Außer den oben erläuterten Anordnungen der Bogenträger kommen noch die gegliederten *Sichelträger* und die *Auslegebogenträger* (St. III. 39 u. St. II. 22 u. 32) in Betracht. In großem Maßstabe verwendete die Sichel zuerst EIFFEL (1880 bis 1884) bei der 165 m weiten Garabit-Talbrücke in der Eisenbahnlinie Marvejols-Neussargès, die mit 122 m zurzeit *die höchste eiserne Brücke der Welt ist* (Fig. 842).

³⁴⁷ Hamburg und seine Bauten. 1890. S. 380 u. 404.

³⁴⁸ LANGER, Festigkeitstheorie der Brückenträger. Technische Blätter. 1871.

MAX AM ENDE hat den 70 m weiten Sichelträgern seiner Blauw-Krantzbrücke in Capland (1884) sprengwerkartige Umrisse gegeben (Fig. 847).

Fig. 840. Straßenbrücke über den Rhein zwischen Mainz und Kastel. LAUTER und THIERSCH. 1885.



6. Von den in der Tabelle 30 nicht genannten vielen Bogenbrücken mit kleineren Weiten als 90 m, sind in den Fig. 849—852 dargestellt: Der *Dreigelenkfußsteg über den Böllatfall* in Hohenschwangau (1866) 35 m weit; die *Margaretenstraßenbrücke in Budapest* (1871—1876) mit sechs Öffnungen von 73,5 bis 87,9 m Weite; die *Rohrbachbrücke der Gotthardbahn* (1879—1880) und die *Kirchenfeldbrücke über die Aare in Bern* (1883) mit 81 m Weite.

Die Fig. 853 und 854 veranschaulichen die neue *Blackfriarsbrücke* über die Themse in London (1869) und die *Lafayettebrücke* über die Rhône in Lyon (1890). Beide sind *Blechbogenbrücken*: die Themsebrücke mit fünf Öffnungen bis 54,9 m, die Rhônebrücke mit drei Öffnungen bis 67,4 m Weite.

Eine außergewöhnliche Bogenbrücke ist in den Fig. 855 und 856 dargestellt. Ihre Fahrbahn ruht zum Teil unmittelbar auf festem Fels, zum Teil wird sie von einem hohen Blechbalken getragen, der an zwei starken, miteinander versteiften Schrägstreben hängt, durch welche die Bogenkräfte auf die Felswände

übertragen werden. Die Brücke wurde vom Oberingenieur ROBINSON erbaut und heißt im Volksmunde »the hanging bridge«³⁴⁹.

110. Rückblicke.

1. Die bisherigen Darlegungen über die Entwicklung des Eisenbrückenbaues hatten in der Regel nur die bei der Ausbildung und Herstellung der eisernen *Überbauten* und ihrer *eisernen Pfeiler* gemachten Fortschritte zum Gegenstande.



Fig. 841. Pfeiler der Bogenbrücke zwischen Mainz und Kastel.

Jene besonderen Fälle, in denen bei der Überbrückung von Strömen, Meeresarmen oder Tälern, wegen vorhandener großer Wassertiefen oder aus andern Ursachen, *die Frage der Pfeilergründungen* die Hauptrolle spielt, wurden aus dem Auge gelassen, besonders deshalb, weil sie ausführlicher im III. Bande zu erörtern sein werden. An dieser Stelle soll jedoch schon auf diejenigen Eisenbrücken

³⁴⁹ HOWARD V. HINCKLEY, Bridging cañons lengthwise. Trans. of the Am. Soc. of Civ. Engineers. 1892. Bd. XXVI.

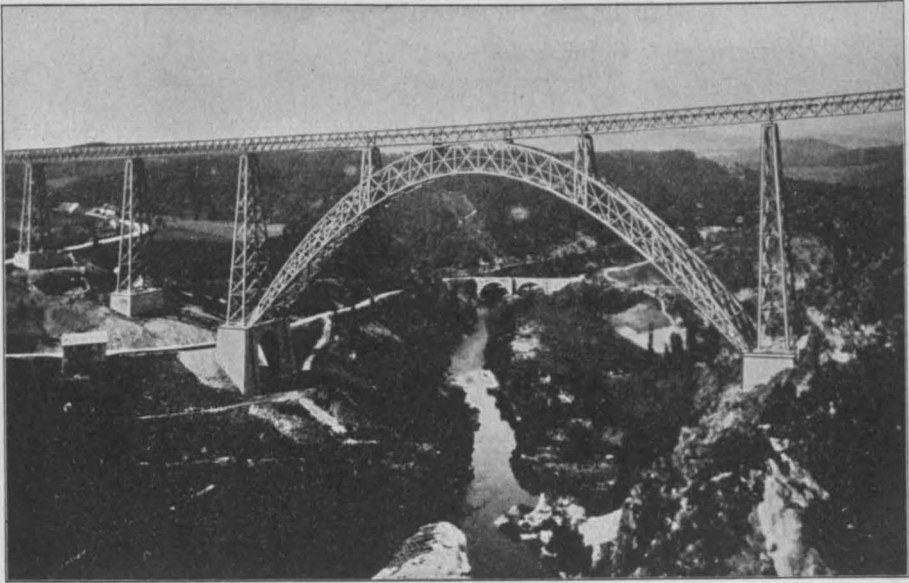


Fig. 842. Garabit-Talbrücke in der Linie Marvejols-Neussarges.
1880—1884.

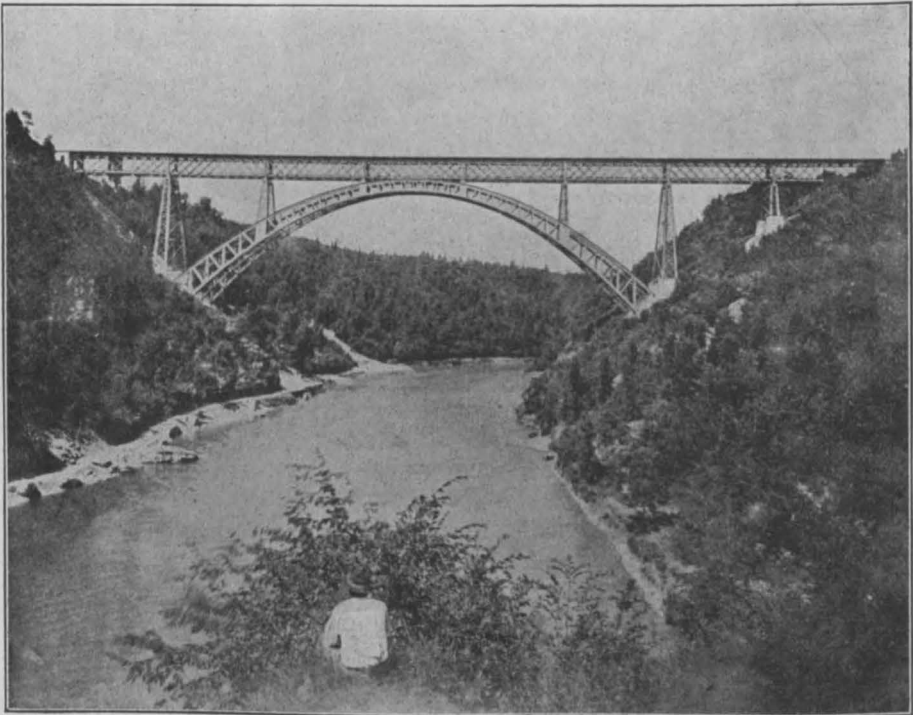


Fig. 843. Straßen- und Eisenbahnbrücke über die Adda bei Paderno. 1889.

hingewiesen werden, bei deren Pfeilerbauten hervorragende Leistungen in der Gründungskunst zu verzeichnen waren.

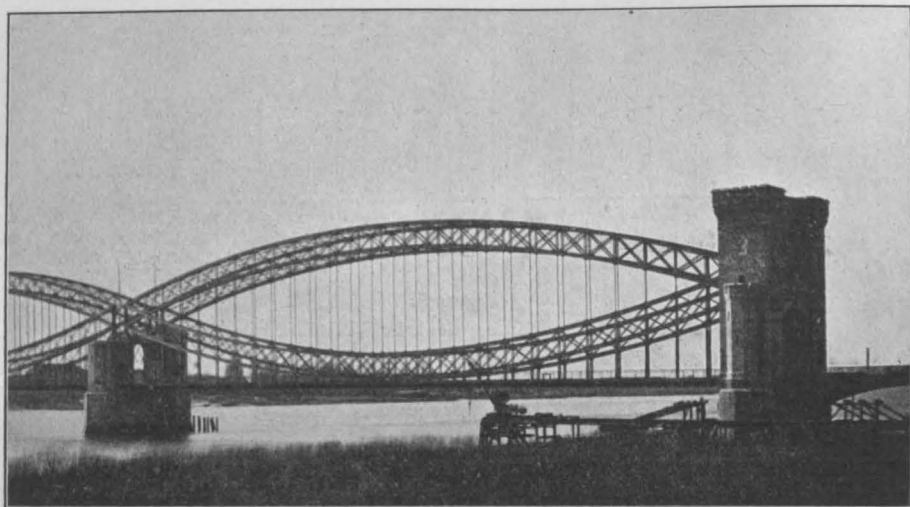


Fig. 844. Elbebrücken bei Hamburg und Harburg. Bahnlinie Venlo-Hamburg. 1868—1872.

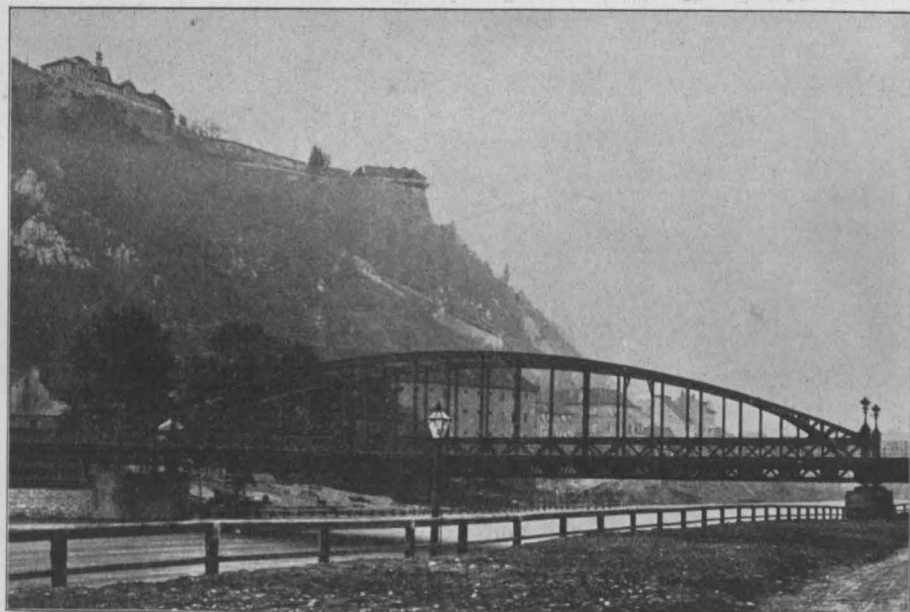
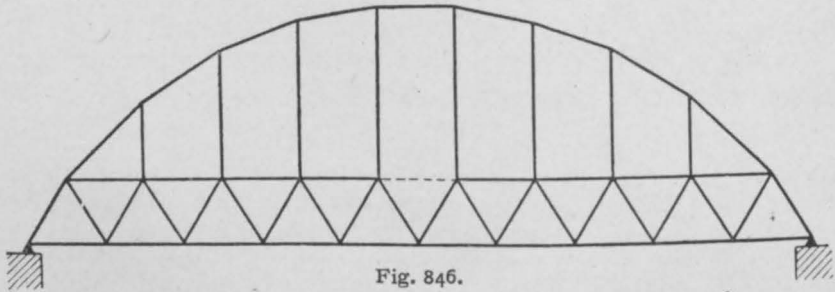


Fig. 845. Ferdinandsbrücke über die Mur in Graz. LANGER-Träger ohne Mittengelenk. 1881.

Zu Ende des 6. Jahrzehnts stand die beim *Kehler Rheinbrückenbau* (Tab. 25, Nr. 18) unter Anwendung von Preßluft erzielte Gründungstiefe von 20 m *unter Wasser* unübertroffen da, zu Anfang des 7. Jahrzehnts war man mit Hilfe der

gleichen Gründungsart, beim Bau der *St. Louisbrücke* (Tab. 30, Nr. 4) schon auf 31 m Tiefe gekommen. 32 m Tiefe erreichte man 1882—1887 beim Bau der *Jubiläumsbrücke* (Tab. 29, Nr. 15). Bei dieser Gründungstiefe verblieb es aber



LANGER-Träger mit einem Mittgelenk im Versteifungsbalken. 1871.

nicht. Ohne Anwendung von Preßluft, nur mit Hilfe von offenen, nach ihrer Versenkung mit Beton gefüllten Holzkästen erreichte man in Amerika und Australien

1887: 36 m Tiefe beim Bau der *Poughkeepsiebrücke* (Tab. 29, Nr. 14);

1889: 54 m Tiefe beim Bau der *Hawkesburgbrücke* (Tab. 29, Nr. 20).

In einem großartigen Entwurfe von LINDENTHAL für eine Hängebrücke über den Northriver in New York, von 945 m Weite ihrer Mittelloffnung (114) war auf dem New Yorker Ufer eine Gründungstiefe bis auf den festen Fels von 58 m

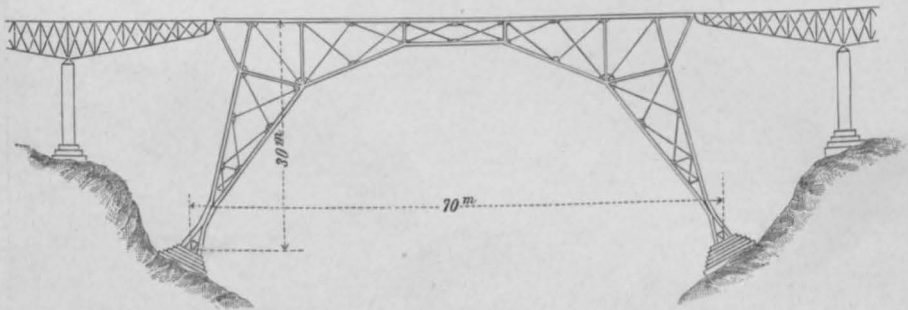


Fig. 847. Eisenbahnbrücke über die Blauw-Krantz-Schlucht in der Linie Port Alfred-Grahamstown (Südafrika). MAX AM ENDE. 1884.

vorgesehen. Eine Tiefe von 50 m bei Luftdruckgründung unter Wasser war in Aussicht genommen in dem Entwurfe von HERSENT für eine 38 km lange *Eisenbrücke über den Kanal* zwischen Frankreich und England. Dabei setzte man voraus, daß bei solcher Tiefe ein Arbeiten auf dem Meeresboden wohl möglich sei, wie die erfolgreiche Tätigkeit der Korallenfischer im Mittelmeer und im Indischen Ozean bewiesen habe³⁵⁰.

2. Schritt haltend mit der Ausdehnung des Eisenbahnnetzes und mit dem Wachsen der Stützweiten der Eisenbahnbrücken mehrten sich die Sorgen für das

³⁵⁰ MEHRTENS, Über den Bau einer Eisenbahnbrücke zwischen England und Frankreich. Zentralblatt der Bauverwaltung. 1890. S. 458 u. 471.

ordnungsmäßige *Überwachen*, *Beobachten* und *Unterhalten* dieser Bauwerke. Anfangs wurden auf diesem Felde viele schwere Fehler und Unterlassungsünden begangen. Aber die schreckenenerregenden Folgen, die sich in zahlreichen mit Verlusten von Menschenleben verbundenen Brückeneinstürzen äußerten, brachten die maßgebenden Verwaltungen bald zu der Einsicht, auf ein Verbessern der baulichen Anordnungen, das Erhalten eines betriebssicheren Bauzustandes der ihrer Sorge anvertrauten Bauwerke ernstlich und dauernd bedacht zu bleiben. Mit der Zeit lernte man auch erkennen, wie ein *plötzlicher Zusammenbruch einer Brücke*



Fig. 848. Inneres der Straßenbrücke über die Süderelbe bei Harburg. 1897—1899.

unter ihrer Last nur eine Folge von *außerordentlichen* bei ihrem Bau oder ihrer Unterhaltung begangenen Fehlern sein könne.

Die ersten Zusammenbrüche eiserner Brücken erfolgten auf dem Felde der Hänge- und Bogenbrücken. Es waren:

- 1811 die Kettenbrücke über den Schuylkillfall bei Philadelphia (S. 233);
- 1817 » » » » Tweed bei Dryburgh-Abbey in England (S. 240);
- 1825 » » » die Saale bei Nienburg (S. 376);
- 1831 » » » den Irewell bei Manchester (S. 365);
- 1841 » Bogenbrücke » » Csukabach, Ungarn (S. 313);
- 1851 » Kabelbrücke » » Mainefluß in Angers, Frankreich (S. 479);
- 1854 » » » » Ohio bei Wheeling (S. 483).

In jedem Falle war *mangelhafte Bauart* Schuld an dem Zusammenbruche. Das schrecklichste Unglück begleitete den Einsturz der *Brücke von Angers*, dessen Folgen (unter **95** u. **98**) geschildert wurden. Ihm folgten viele Einstürze französischer Kabelbrücken³⁵¹ in den Jahren 1860—1880. Von Kettenbrücken stürzten später noch ein:

- 1886 die Kettenbrücke über die Ostrawitza bei Mährisch-Ostrau (S. 420);
- 1905 » Ägyptische Kettenbrücke über die Fontanka in Petersburg (S. 378).

Von den schreckenerregenden *Zusammenbrüchen älterer amerikanischer Eisenbrücken* war bereits (S. 585 u. 594) die Rede. Bis zum Jahre 1887 ist ihre Zahl schwer zu verfolgen. Ich vermerke (einschließlich eines Unfalles in Australien):



Fig. 849. Fußsteg über den Böllatfall in Hohenschwangau. GERBER. 1866.

- 1876 die Astabulabrücke der Lake Shore- und Michigan-Südbahn (S. 585);
- 1881 » Missouri-Brücke bei St. Charles, St. Louis-Kansas-City- und Northern-Eisenbahn (S. 615);
- 1885 die Talbrücke in Neustidwales (Australien), Linie Sidney-Melbourne;
- 1887 » Hollybrücke über den Whitefluß der Vermont-Zentralbahn;
- 1887 » Busseybrücke bei Forest Hill der Boston-Providence-Eisenbahn.

Das waren Unfälle, von denen ein jeder viele Menschenleben kostete. Meistens waren Zugentgleisungen, mangelhafte Bauart oder fehlende Unterhaltung die Ursachen. Vom Jahre 1878 ab gibt es über amerikanische Brückeneinstürze nähere

³⁵¹ Zentralblatt der Bauverwaltung. 1881. S. 346.

Mitteilungen in der Railroad Gazette. Danach zählte man von 1878—1887 *nicht weniger als 251 Zusammenbrüche von Fachwerken* (mit Ausschluß der Gerüstbrücken), also etwa 25 Stück das Jahr. Von 1887—1895 waren es (einschließlich der Gerüst- und Blechbrücken) nur 31, also etwa 3—4 Stück das Jahr.

3. Gegenüber der großen Zahl von amerikanischen Unglücksfällen erscheint die Zahl der *europäischen Brückeneinstürze* fast verschwindend. Die bemerkenswerten, mit Opfern von Menschenleben verbundenen europäischen Unfälle sind seit 1880:

- 1880 die Alte Taybrücke bei Dundee (Schottland);
- 1882 » Brücke der London-Dover-Eisenbahn bei Bromley;
- 1882 » Brücke in Aberdeenshire (Schottland).

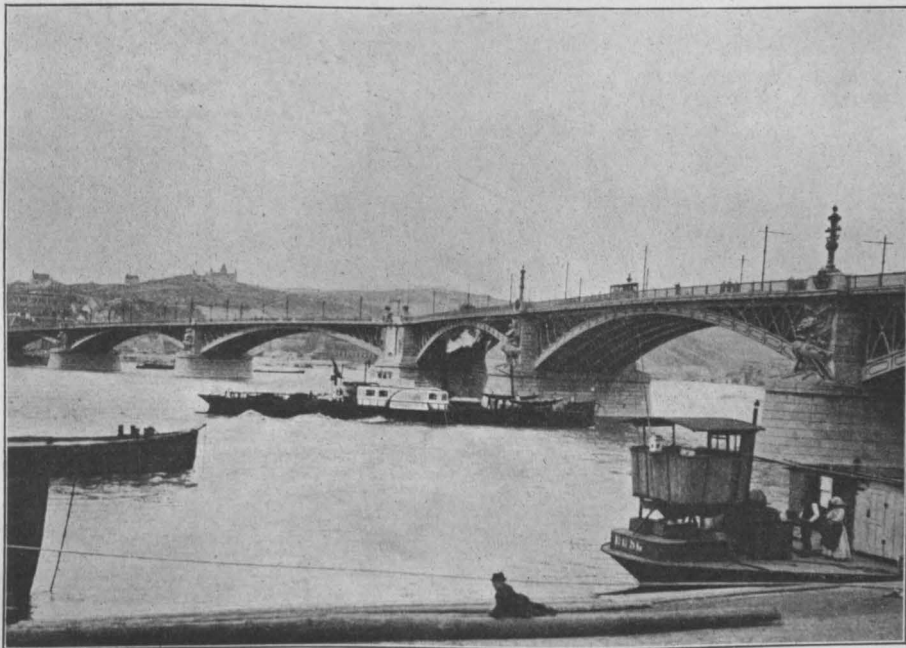


Fig. 850. Margaretenbrücke in Budapest. SEEFEHLNER. 1871—1876.

In neuerer Zeit sind in Europa, soweit bekannt, außer dem Unglück bei Mönchenstein (1891), von welchem unter **111** mehr die Rede sein wird, nur der Zusammenbruch der eben genannten drei englischen Brücken unter Verlust von Menschenleben verlaufen. Auf der Taybrücke gab es 200 Tote.

Der Erbauer der alten Taybrücke, Sir THOMAS BOUCH, mußte das vernichtende Urteil seiner eigenen Landsleute über sich ergehen lassen, daß sein Werk schlecht entworfen, schlecht gebaut und schlecht unterhalten worden sei. Ihm blieb es auch nicht erspart, das als ein Meister des Brückenbaues früher genossene hohe Vertrauen ganz zu verlieren. Der nach seinem Entwurfe als Hängebrücke bereits in Angriff genommene Bau der Forthbrücke (Fig. 1) wurde nach

dem Taybrückensturz sofort unterbrochen und nach den von Grund auf neuen Plänen von FOWLER und BAKER vollendet. Bei den *amerikanischen Brücken* waren

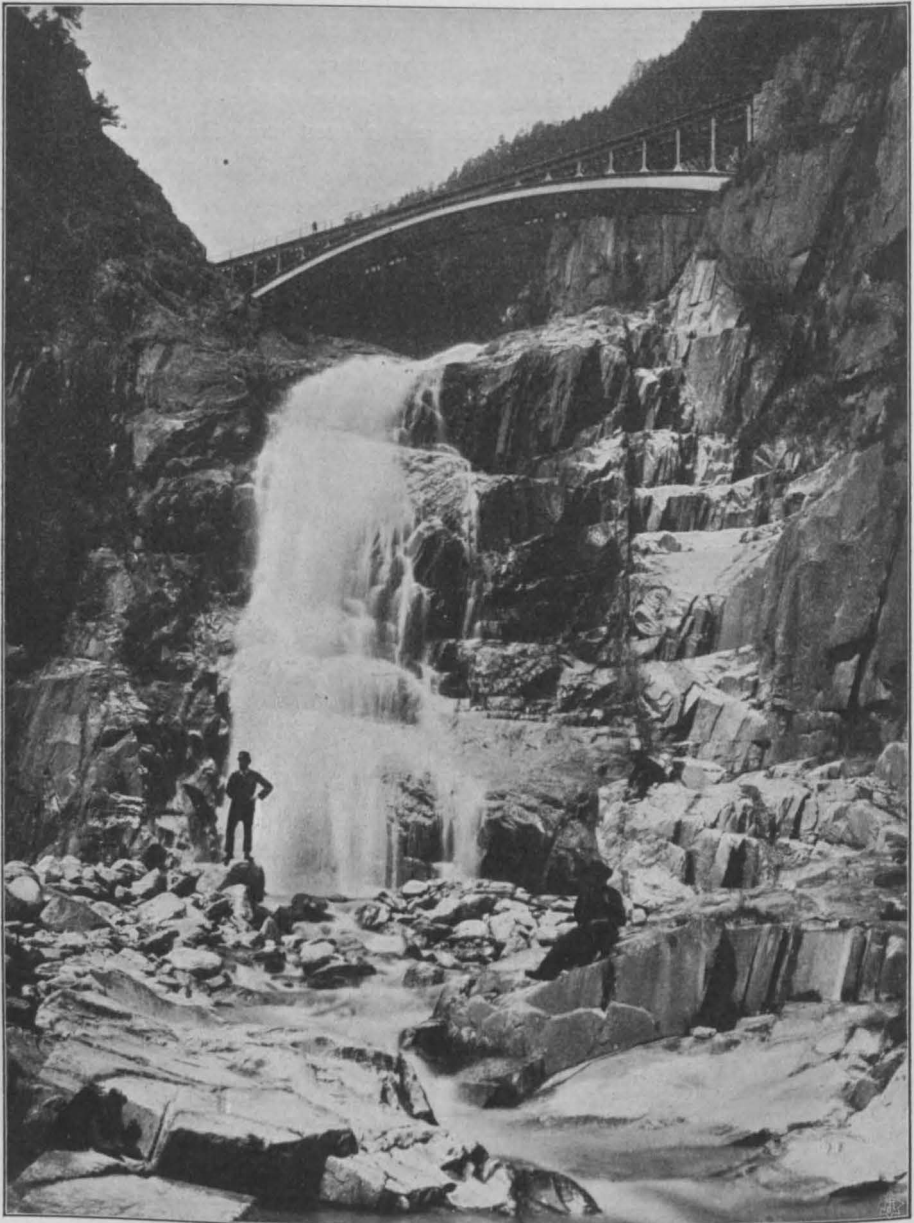


Fig. 851. Die Rohrbachbrücke der Gotthardbahn. 1879—1880.

meistens mangelhafte Bauart, häufig auch lässige Unterhaltung Schuld an dem Einsturze. Selbst in neuester Zeit (1904) kam ein Fall vor, wo eine Kabelbrücke einstürzte, weil die zuständigen Behörden, statt die Brücke ordnungsgemäß zu

unterhalten, deren Drähte durchrosten ließen. Das ist geschehen bei der 1852 von ELLET gebauten Kabelbrücke über den Elkfluß in Charleston (S. 482).

In Fällen, wo ein *Entgleisen eines Zuges* vor oder auf der Brücke Ursache ihres Einsturzes geworden ist, haben — trotz ihrer sonstigen für amerikanische Verhältnisse bewiesenen Vorzüge — die Bolzenbrücken sich weniger widerstandsfähig gezeigt, als die durchweg vernieteten europäischen Brücken. Die geringe Quersteifigkeit der älteren amerikanischen Brücken hat die dortigen Ingenieure schon frühe veranlaßt, vor und auf den Eisenbahnbrücken, um dort ein Entgleisen möglichst zu verhüten, besondere *Schutzvorrichtungen* anzubringen. Das waren in

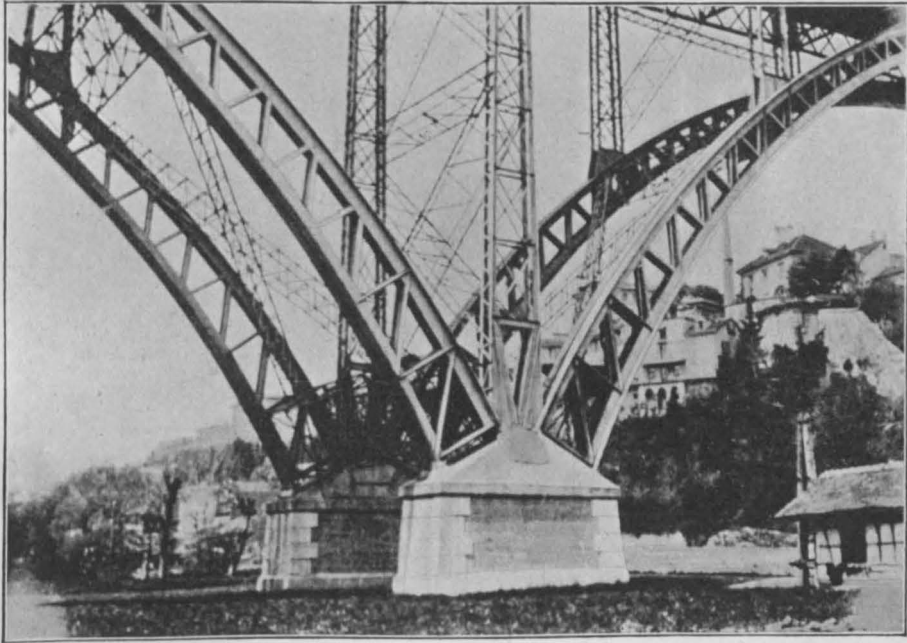


Fig. 852. Bogen der Kirchenfeldbrücke über die Aare in Bern. 1883.

der Regel »*Schutzschienen*« (Zwangsschienen) zwischen denen (der ganzen Brückenlänge nach) der Radflansch der Wagenräder läuft. Sie wurden gewöhnlich eine Strecke weit über beide Endpfeiler hinaus verlängert und dort (im Grundriß gesehen) spitzbogenartig zusammen gebogen, um möglichst auch noch vor der Brücke als Radlenker für etwa dort entgleiste Achsen dienen zu können.

Was in Amerika oft geschehen ist, daß nämlich eine Eisenbahnbrücke *lediglich infolge einer Entgleisung* zusammenbrach, ist bislang in Europa, soweit bekannt, noch nicht vorgekommen. Bei einer im Jahre 1880 auf der oben liegenden Fahrbahn der Rheinbrücke der Verbindungsbahn bei Basel vorgekommenen Entgleisung hat allein das starke Gelände genügt, um den entgleisten Zug vor einem Absturze zu bewahren. Höchst bemerkenswert ist ein Unfall auf der *Saarbrücke bei Völklingen*, wo 1886 vor der Brücke mehrere Güterwagen aus dem Gleise kamen und in die Hauptträger des Überbaues hineinfuhren, ohne jedoch die Brücke zum

Einsturz zu bringen. Ein sprechender Beweis für die große Quersteifigkeit der durchweg vernieteten Brücken.

Um Entgleisungen zu verhüten oder um ihre Folgen möglichst zu lindern, haben auch europäische Eisenbahnverwaltungen auf und vor ihren Eisenbahnbrücken Schutzvorrichtungen, die den amerikanischen ähnlich sind, angeordnet. Davon wird im II. Bande näher die Rede sein. Wie unglücklich eine Zugentgleisung auf einer Brücke unter Umständen verlaufen kann, lehrt der jüngste schwere Unfall dieser Art, der sich im August 1907 auf einer Loirebrücke der französischen Staatsbahnstrecke Angers-Poitiers ereignete³⁵². Die Maschine eines von Angers kommenden Personenzuges entgleiste kurz vor der Brücke in einer



Fig. 853. Neue Blackfriarsbrücke über die Themse in London. 1867—1869.

Gleiskrümmung. Sich mehr und mehr vom Gleis entfernend, gelangte sie auf die Brücke, schlug deren schwachen Riffelblechbelag (S. 80) durch und zerstörte auf einer Brückenseite die Verbindungen zwischen Quer- und Hauptträgern. Infolge der Senkung der zerstörten Anschlüsse stürzten darauf Lokomotive samt Tender, Gepäckwagen und ein vollbesetzter Personenwagen in die Loire. 28 Personen fanden dabei den Tod in den Fluten.

4. ZIMMERMANN³⁵³ hat neuerdings darauf hingewiesen, wie alle Einstürze von eisernen Brücken, soweit sie nicht eine Folge von groben Fehlern im Eisen waren

³⁵² SCHAPER, Zerstörung einer Brückenfahrbahn durch einen entgleisten Zug bei Les Ponts-de-Cé (Loire). Zentralbl. d. Bauverw. 1908. S. 164. — Auch 4. Heft der Österr. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst. 1908.

³⁵³ ZIMMERMANN, Der Einsturz der Brücke über den St. Lorenzstrom bei Quebec. Zentralblatt der Bauverwaltung. 1907. S. 595.

oder von Entgleisungen, Feuer und sonstigen außergewöhnlichen Ursachen herührten, *durch unzureichende Steifigkeit von Druckgliedern* verursacht worden sind. Diese Tatsache ergänzt die (im vorigen) bereits gegebenen Hinweise über die Ursachen von Brückeneinstürzen und läßt gleichzeitig erkennen, wie gefährlich es unter Umständen werden kann, die Frage nach der ausreichenden *Sicherheit eines im Betriebe liegenden eisernen Überbaues* durch die Vornahme einer *Probelastung* lösen zu wollen. Enthielte der Überbau etwa einzelne nicht genügende knick-sichere Druckglieder, so könnte er auch bei der Probelastung plötzlich zusammenbrechen. Das ist schon öfter vorgekommen, z. B. bei den Eisenbahnbrücken von



Fig. 854. Lafayettebrücke über die Rhône in Lyon. 1888—1890.

Rykon-Zell und *Salez* in der Schweiz³⁵⁴ in den Jahren 1883 und 1884, ferner bei der *Morawabrücke*³⁵⁵ in Serbien (1892) und in neuerer Zeit bei einem über den Bahnhof Themar (Sachsen-Meiningen) führenden Fußgängerstege.

Bei einem Bruchversuche mit den Hauptträgern *der Neissebrücke bei Forst*³⁵⁶ in der Bahnstrecke Cottbus-Sorau (1894) erfolgte deren Einsturz durch Knicken der Obergurte plötzlich, ohne vorheriges Eintreten auffälliger Warnungszeichen, und das geschah bei einer Versuchslast, deren Größe kleiner war als die für den Bruch berechnete Tragfähigkeit der Träger.

³⁵⁴ Zentralblatt der Bauverwaltung. 1883. S. 380. 1884. S. 548.

³⁵⁵ MEHRTENS, Der Einsturz der Straßenbrücke über die Morawa in Serbien. Stahl und Eisen. 1893. Nr. 9.

³⁵⁶ Zeitschrift für Bauwesen. 1895. S. 289.

Die preußische Eisenbahnverwaltung hat auf Grund solcher und ähnlicher Erfahrungen die regelmäßigen Probelastungen der im Betriebe befindlichen Eisenbahnbrücken vor längerer Zeit schon wesentlich eingeschränkt und dafür Nachprüfungen der statischen Berechnungen aller Eisenbrücken angeordnet. Infolge dessen haben besonders zusammengesetzte Druckglieder gegen Knicken verstärkt werden müssen, woraus zu entnehmen ist, wie sehr man in früherer Zeit die

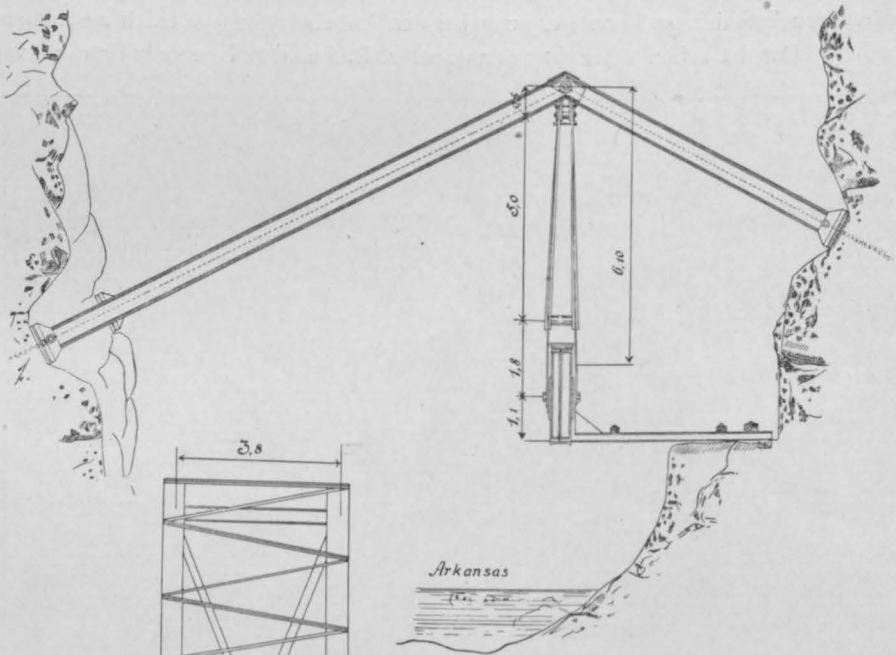


Fig. 855. Ansicht und Querschnitt.

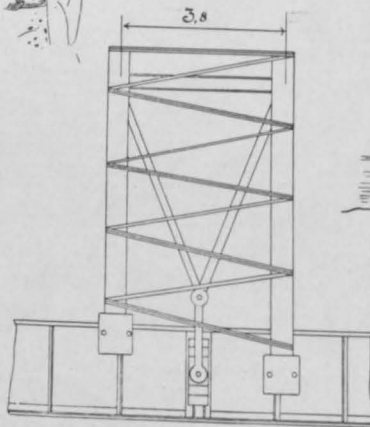


Fig. 856. Längsschnitt.

Fig. 855—856.

Eisenbahnbrücke in der Royal Gorge
(Colorado). 1891.

Knickgefahr unterschätzt hat. Daß auch heute der knicksicheren Ausbildung starker zusammengesetzter Druckstäbe noch immer nicht die notwendige Sorgfalt zugewendet wird, lehrt der 1907 erfolgte unerwartete plötzliche Zusammenbruch der im Bau begriffenen *Quebecbrücke über den St. Lorenzstrom* (Fig. 182, S. 176), der in der ganzen technischen Welt ebenso großes Aufsehen als Bedauern erregt hat. Näheres über den Unglücksfall enthält der Absatz 112.



Fig. 857. Eisenbahnbrücke über die Donau bei Cernavoda (Rumänien). 1892—1895.

§ 11. Die Brücken der Neuzeit.

III. Einleitende Bemerkungen über das Eisen als Brückenbaustoff.

1. Die geschichtliche Entwicklung alles menschlichen Schaffens vollzieht sich unbekümmert um die von den Menschen gesteckten Grenzen der Jahrzehnte und Jahrhunderte. Sie bilden aber bequeme Stufen, auf denen der Beobachter, gleichsam in Gedanken, ruhen und umschauen kann. So versuchte ich bisher den geschichtlichen Faden in der Entwicklung der Eisenbrücken von Jahrzehnt zu Jahrzehnt zu verfolgen und verlegte dabei, scheinbar etwas willkürlich *die Scheidegrenze zwischen der älteren und neueren Zeit* an das Ende des letzten Jahrzehntes vorigen Jahrhunderts. Ich glaube jedoch damit einen wichtigen Abschnitt in der Gesamtentwicklung der Eisenbauten scharf markiert zu haben: *den Beginn der Einführung des Flußmetalls im Bauwesen*, besonders aber im Eisenbrückenbau. In einzelnen Fällen hat man allerdings schon vor 1890 *saures* Flußmetall verwendet, auch erscheinen in den nachfolgenden, die Zeit von 1890 bis heute umfassenden, Tabellen 31—33 noch einige wenige Brücken, die ganz oder doch zum größten Teile noch aus Schweißeseisen hergestellt worden sind. Das ändert jedoch nichts an der Tatsache, daß man in den maßgebenden Ländern das Schweißeseisen schon im Anfange des letzten Jahrzehntes vorigen Jahrhunderts für Eisenbrücken nur noch ausnahmsweise verwendet hat. Wie der Übergang von der allgemeinen Verwendung des Schweißeseisens zum ausschließlichen Verbrauch von Flußmetall sich im Einzelnen vollzogen hat, wurde (unter 11—12) ausführlich geschildert.

Ein eigenartiger Zufall war es, daß gerade im Beginn der neuzeitlichen Entwicklung der Eisenbrücken ein unheilvoller Brückeneinsturz die Blicke aller Welt

auf sich lenkte. Es war der *Einsturz der Mönchensteiner Eisenbahnbrücke über den Birsfluß bei Basel* im Jahre 1891, der vielen Menschen das Leben kostete. Damals vereinte sich die gesamte Laienwelt zu unerhörten Angriffen auf die Techniker und die Brückenbauer im besonderen. Aus der Plötzlichkeit des Zusammenbruches folgerten viele vorlaute Zeitungsschreiber, ohne die Ergebnisse der genauen Untersuchung abzuwarten, daß die Verwendung von Eisen für Bahnbrücken überhaupt ein sehr bedenkliches Ding sei: Bekanntlich verändere das



Fig. 858. Portale der alten und der neuen Dirschauer Brücke.
STÜLER. 1859. JACOBSTHAL. 1891.

Eisen mit der Zeit unter den Stößen der Betriebslast nachteilig sein Gefüge, es gehe vom kristallinischen in den amorphen Zustand über, daher sei das plötzliche Zusammenbrechen einer Eisenbrücke nur eine Frage der Zeit — und dergleichen mehr. Selbst Blätter ersten Ranges, wie die Kölnische Zeitung, öffneten solchen und ähnlichen aus der Luft gegriffenen Anklagen ihre Spalten. Es wurde den damaligen Technikern sogar im allgemeinen der Vorwurf gemacht, daß sie »Sport damit trieben, Konstruktionen auszutüfteln, die ein möglichst geringes Gewicht an Material erfordern«, und daß es ihnen »für den höchsten Ruhm gilt, kühne, luftige Konstruktionen zu haben«. Derartige Vorwürfe können in ihrer gänzlichen Nichtigkeit nicht scharf genug zurückgewiesen werden.

Tatsache ist es zwar, daß im 8. Jahrzehnt selbst viele Techniker noch glaubten, eine fortgesetzte stoßartige Wirkung, wie sie das Befahren der Brücken durch Bahnzüge hervorbringt, könne das Gefüge des Eisens ändern. Man wähte, das Feinkorn wandle sich dabei allmählich in Grobkorn und dadurch verliere das Eisen an Festigkeit. Tatsächliche Unterlagen für solchen Glauben haben aber von jeher gefehlt, alles war nur Vermutung. Inzwischen sind aber in den letzten vier Jahrzehnten in den meisten Kulturstaaen der Welt staatliche, private und auch öffentliche Anstalten errichtet worden, deren alleiniger Zweck es ist, die Baustoffe, namentlich auch das Eisen, in wissenschaftlich eindringlicher Weise auf ihre innere Beschaffenheit technologisch, physikalisch und chemisch zu prüfen. Infolgedessen ist heute das *Prüfungswesen* in der Technik zu hoher Vervollkommenung gelangt, und schon lange vor dem Einsturze der Mönchensteiner Brücke stand es fest, daß die frühere Vermutung unbegründet war.



Fig. 859. Neue Eisenbahnbrücke über die Nogat bei Marienburg. 1889—1891.

Bei zahlreichen Versuchen mit Eisenproben, die aus alten, 30 bis 40 Jahre im Betriebe gewesenen Eisenbahnbrücken entnommen worden sind, hat nach den sorgfältigsten Untersuchungen keinerlei Festigkeitsverminderung des ursprünglichen Baustoffes nachgewiesen werden können³⁵⁷.

So prüfte schon 1878 BAUSCHINGER die alten Kettenglieder der 1829 gebauten *Bamberger Hängebrücke* (S. 416) zugleich mit ihren bis dahin noch unbelastet und unversehrt gebliebenen Ersatzgliedern und fand weder die Festigkeitseigenschaften noch den Bruch des Eisens verändert. Damit übereinstimmende Ergebnisse erhielt Professor GOLLNER in Prag bei der Untersuchung eines 1882 gerissenen Kettengliedes der *Brücke von Podiebrad* (S. 416), das also 40 Jahre im Betriebe ausgehalten hatte. Auch die Untersuchungen der Kettenglieder der alten Wiener Kettenbrücken (79) gelegentlich ihrer Versteifungen oder ihres Abbruches im 9. Jahrzehnt haben wesentliche Änderungen der Festigkeitseigenschaften ihres Eisens nicht ergeben.

³⁵⁷ MEHRTENS, Über Belastungsversuche mit alten eisernen Brückenträgern und über Bauingenieur-Laboratorien. Stahl und Eisen. 1896. Nr. 18.

Man hat sich aber bei den Auswechslungen alter eiserner Brücken nicht immer damit begnügt, vergleichende *Einzelproben* mit an geeigneten Stellen entnommenen Stücken zu machen, man hat in vielen Fällen auch *Belastungsversuche mit ganzen Trägern* (und zwar bis zum Bruche) durchgeführt, z. B. 1894 an der *Neißebrücke*



Fig. 860. Portal der Eisenbahnbrücke über die Nogat in Marienburg. JACOBSTHAL. 1891.

bei Forst in der Linie Cottbus-Sorau (S. 671), 1895 an der *Ruhrbrücke bei Wetter*, ebenso auch an der *Neißebrücke bei Löwen* und einer *Brücke über den Kundlerbach*³⁵⁸ bei Kundl der Strecke Kufstein-Innsbruck, die 30 Jahre lang (1858—1888) im Betriebe gelegen hat. In allen diesen mit größter Sorgfalt ausgeführten Versuchsfällen ist der Nachweis einer Verschlechterung des geprüften Eisens nicht erbracht worden.

³⁵⁸ BRIK, Die Ergebnisse von Belastungsversuchen an einem der Bahnstrecke entnommenen alten Eisenbrückenträger. Zeitschrift des Österr. Ing.- u. Arch.-Vereins. 1896. S. 97.

Die Ursache des Einsturzes der Mönchensteiner Brücke³⁵⁹ über den Birsfluß war die *mangelhafte Bauart* des Überbaues, besonders seiner Hauptträger. Bei deren Berechnung und baulichen Anordnung hatte man schwerwiegende Verstöße gegen anerkannte Regeln der Eisenbaukunst begangen. Die Beschaffenheit des Schweißens, so schlecht es auch nach damaliger Beurteilung war, hat nicht als erste Ursache, sondern nur beschleunigend gewirkt, derart daß der Zusammenbruch ohne vorherige Anzeichen nicht allmählich, sondern urplötzlich erfolgte. Daß eine mit so schweren Schäden behaftete und dazu aus schlechtem

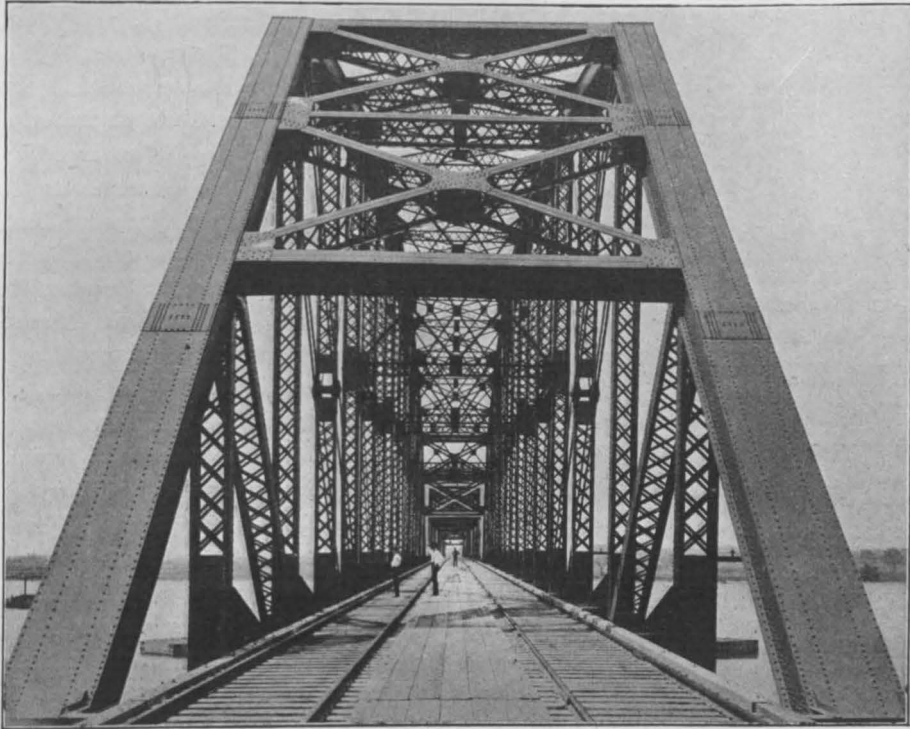


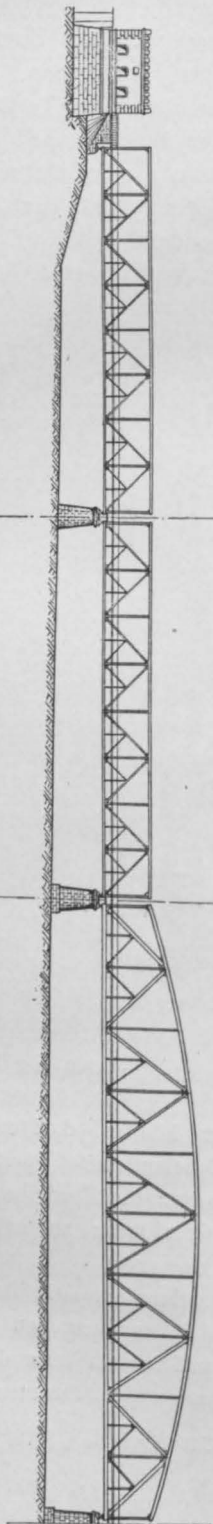
Fig. 861. Delawarebrücke bei Philadelphia. Pennsylvania-Eisenbahn. 1895—1896.

Eisen gebaute Brücke über 15 Jahre im Betriebe hat liegen können, darf sogar als gutes Zeugnis für die Vortrefflichkeit des Eisens als Brückenbaustoff gelten. Jede hölzerne oder steinerne, mit ähnlichen Verfehlungen gegen die Forderungen der Baukunst behaftete Brücke wäre schon viel früher nicht mehr zu halten gewesen.

2. Mit der Einführung des Flußmetalls in den Eisenbrückenbau hat sich dieser in vorher nicht geahnter Weise gehoben, obwohl anfangs viele Fachgenossen des In- und Auslandes dem neuen Baustoffe ablehnend oder mißtrauisch gegenüber gestanden haben. Inzwischen sind sie eines Besseren belehrt worden. Denn seit

³⁵⁹ MEHRTENS, Die Ursachen des Einsturzes der Birsbrücke bei Mönchenstein. Stahl und Eisen. 1891. Nr. 12. — Deutsche Bauzeitung. 1891. S. 605.

Fig. 862. Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Münsterwalde. 1907—1908.



der erfolgreichen Massenverwendung des Flußeisens beim Fordoner Weichselbrückenbau, dem jahrelange, vergleichende Versuche der Bauverwaltung mit *Schweißeisen*, *Martin- und Thomas-Flußeisen* vorausgegangen waren (1889—1893), hat sich das Flußmetall im Brückenbau aller Kulturländer überraschend schnell eingebürgert und nach wenigen Jahren schon das Schweißeisen auf diesem Baugebiete vollständig verdrängt. Das bestätigte KROHN (1898) in einem Vortrage vor der Gesellschaft deutscher Naturforscher und Ärzte in Düsseldorf (S. 71). Auch der anfängliche Streit darüber, ob Thomas- oder Martinmetall vorzuziehen sei, ist heute im wesentlichen entschieden. Das beweisen die früheren Darlegungen (unter 12), aus denen besonders auch die bedeutsame Tatsache erhellt, daß bei einer jährlichen Gesamterzeugung der Welt von 27 Millionen Tonnen *basischen* Flußmetalles, heute *Deutschland* mit etwa 11 Millionen Tonnen alle andern eisenerzeugenden Länder übertrifft. Dabei erzeugt Deutschland etwa doppelt soviel *Thomasmetall* als *basisches Flammofenmetall* (Martinmetall). Es wird aber allem Anschein nach von *Nordamerika*, wo im wesentlichen nur das Martinverfahren (im Flammofen) gepflegt wird, bald überholt werden. *England* behält sein saures Verfahren noch bei. Es erzeugt zurzeit nur unbedeutende Massen von basischem Metall, aber etwa 5 Millionen Tonnen saures Bessemer- und Martinmetall. In der Gesamterzeugung an Flußmetall steht heute Nordamerika obenan, das an der Welterzeugung von 50 Millionen Tonnen allein mit der Hälfte teilnimmt, wovon etwa 10 Millionen basisch und 15 Millionen Tonnen sauer sind (S. 72).

In den englischen und amerikanischen Berichten über den Bau von Eisenbrücken wird häufig die genaue Herkunft des verwendeten Flußmetalles verschwiegen. Man begnügt sich in diesen Ländern meistens mit der Bezeichnung *steel* oder *open hearth steel* (Martinstahl). In den S. 595 bereits erwähnten amerikanischen »*Specifications*«³⁶⁰ wird gesagt: »*Stahl soll durch das Flammofenverfahren erzeugt werden*«. Danach entspräche den Bedingungen sowohl saures als basisches Metall. Für dessen chemische und technologische Eigenschaften wird in neuester Zeit folgendes vorgeschrieben:

³⁶⁰ Die Übersetzung der übrigen Vorschriften der »*Specifications*« ist im Anhang § 14 (unter 128) zu vergleichen.

Tabelle 31.
Neueste amerikanische Lieferungsbedingungen für Flußmetall
in Eisenbrücken.

Nr.	Vorschriften	Baustahl	Nietstahl	Gegossener Stahl
1	Höchstgehalt an <i>Phosphor</i> in { <i>basisch</i> Hundertsteln { <i>sauer</i> .	0,04 0,06	0,04 0,04	0,05 0,08
2	Höchstgehalt an <i>Schwefel</i> in Hundertsteln	0,05	0,04	0,05
3	<i>Zugfestigkeit</i> <i>Z</i> in t/cm ²	4,2 erwünscht	3,5 erwünscht	4,6 mindestens
4	<i>Längsdehnung</i> in Hundertsteln für 8 Zoll (203 mm) Probestablänge	$\frac{105}{Z}$	$\frac{105}{Z}$	15
5	Dgl. für 2 Zoll (51 mm)	22	—	—
6	<i>Bruchaussehen</i>	seidenartig	seidenartig	seidenartig oder feinkörnig
7	<i>Kaltbiegeproben</i> (ohne Risse), wobei Schleifendurchmesser gleich dreimal Probestabstärke.	180° flach	180° flach	Winkel von 90°

Aus den danach vorgeschriebenen *niedrigen* Zugfestigkeitszahlen ist zu ersehen, daß diese kaum anders als nach dem basischen Verfahren erzielt werden können. Andererseits belehren sie uns, daß auch die amerikanischen Ingenieure dem Beispiele Deutschlands folgen und das basische Flußmetall bevorzugen.

3. Im Schiffsbau haben die von Deutschland ausgehenden Bestrebungen zur Einführung von niedrigen (für das basische Verfahren bequemen) Zugfestigkeitszahlen niemals ganz festen Boden gefaßt, und in den Marinen aller Länder werden heute die Vorteile der Verwendung eines Metalles von hoher Festigkeit und Zähigkeit mehr als je erwogen. Die Gründe hierfür entspringen aus der Notwendigkeit, angesichts der stets wachsenden Größe der Schiffsgefäße, namentlich der Kriegsschiffe, deren Eigengewicht möglichst zu verringern, um Kohlen und Maschinen in ausreichenden Massen und Gewichten aufnehmen zu können. Schon durch eine Erhöhung der jetzt gebräuchlichen Werte der *zulässigen Spannungen* um etwa 10 Hundertstel würde sich obige Forderung erfüllen lassen.

Im Hüttenwesen ist man diesen Plänen der Marineverwaltungen insofern entgegengekommen, als man versucht hat, ein Flußmetall herzustellen, das bei hoher Festigkeit — von 6 t/cm² und darüber — zugleich auch die erforderliche hohe *Zähigkeit* besitzt. Als ein Metall mit derartigen wertvollen Eigenschaften hat sich der *Nickelstahl* erwiesen. Ein Zusatz von Nickel im flüßigen Stahlbade erhöht nicht allein die Festigkeit, sondern auch die Zähigkeit des Enderzeugnisses in hohem Maße. Trotz seines hohen Preises wird deshalb der Nickelstahl im Schiffs- und Maschinenbau vielfach mit Nutzen verwendet, und auch im Brückenbau hat man angefangen, das neue Metall für den Bau weitgespannter Eisenbrücken zu verwerten.

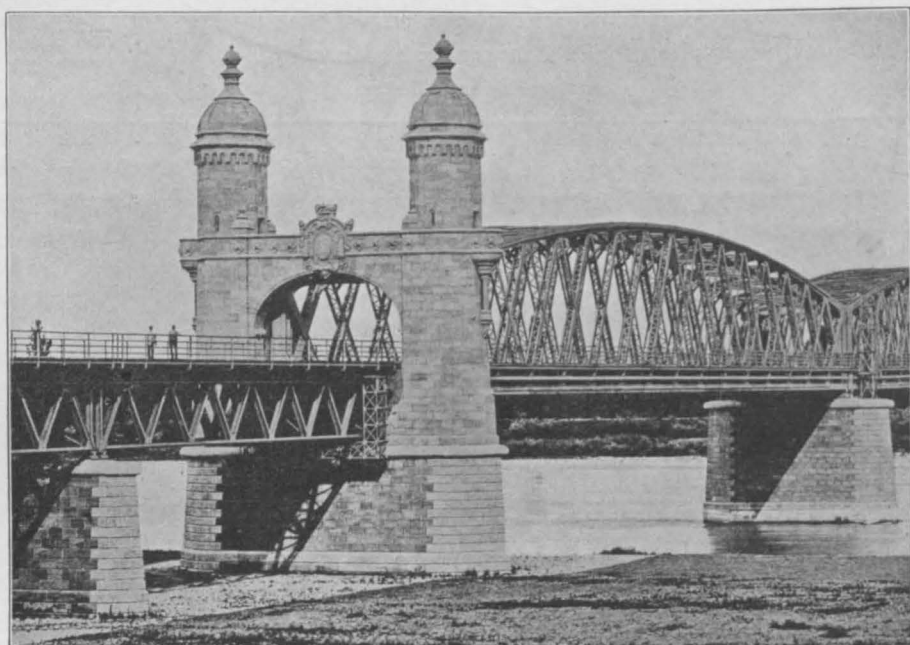


Fig. 863. Rheinbrücke bei Roppenheim. Reichseisenbahnen, Linie Rastatt-Röschwoog. 1893—1894.

In Deutschland kam Nickelstahl zuerst in Vorschlag beim Wettbewerbe um eine Straßenbrücke in Worms (1897). Dort hatte die *Gesellschaft Nürnberg* in Verbindung mit *Holzmann & Co.* den Entwurf einer Kettenbrücke vorgelegt, für

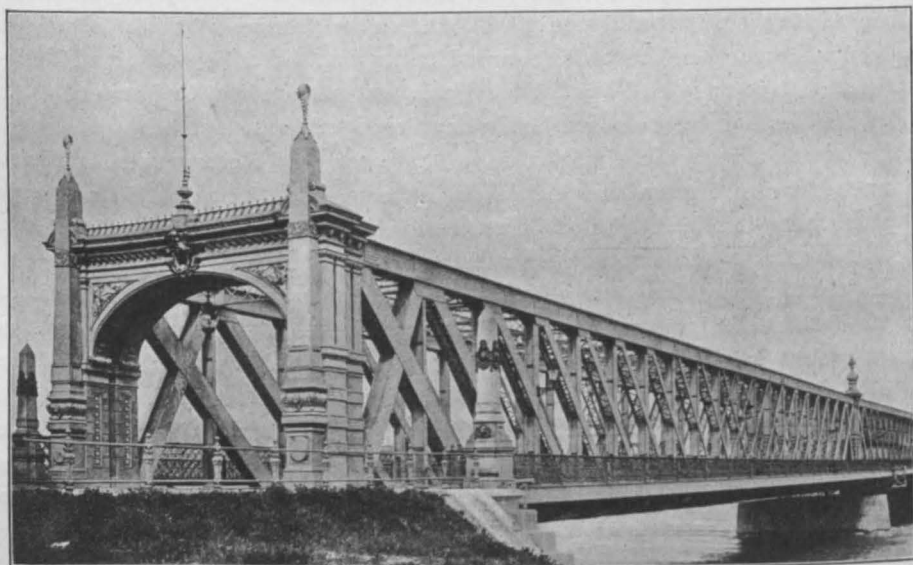


Fig. 864. Straßenbrücke über den Rhein zwischen Straßburg und Kehl. 1897—1898.

deren Hängegurte Nickelstahl der Firma *Krupp* als Baustoff vorgesehen war. Für dessen Zugfestigkeit gewährleistete *Krupp* 7,0 bis 8,5 t/cm² bei 4,8 t/cm² Proportionalgrenze und 15 Hundertstel Dehnung. Im Entwurfe war die *zulässige Spannung* der Kettenglieder für die ungünstigste Belastungsart mit 2,6 t/cm² angesetzt³⁶¹. Nickelstahl war auch vorgesehen in dem nicht zur Ausführung gekommenen Entwurfe von LINDENTHAL für eine *Manhattan-Kettenbrücke* über den Eastriver in New York. Deren Hängegurte sollten aus Nickelstahl von etwa 7,0 t/cm² Zugfestigkeit und 20 Hundertstel Dehnung hergestellt werden³⁶². Bei der im Bau begriffenen Blackwell Island-Auslegerbrücke über den Eastriver in New York ist Nickelstahl ähnlicher Zusammensetzung verwendet worden (Tab. 35).

Der beim Bau der *Forthbrücke* verwendete *sauere Martinstahl* hatte folgende Eigenschaften:

Tabelle 32. Martinflußstahl der Forthbrücke in den großen Öffnungen von 521 m Weite.

Bezeichnung des Überbauteiles	Wertziffern		Wirkliche höchste Spannungen d. Glieder		Art der Prüfung
	Zugfestigkeit t/cm ²	Dehnung in % auf 200 mm Länge	in den Auslegern	in den Mittelträgern	
Zugglieder	4,8—5,2	20	1,08	1,17	Von je 50 Platten oder Formeisen wurde ein Stück der Zugprobe unterworfen; Biegeproben von jedem Stück. Härtebiegeproben wurden mit Längs- und Querprobestreifen ausgeführt, wobei der gleichmäßig rotwarmer, im Wasser von 82° Fahrenheit (28° C.) abgekühlte Streifen, ohne metallischen Bruch zu zeigen, soweit sich zusammen biegen lassen mußte, bis der innere Halbmesser der Biegung gleich dem 1 1/2 fachen der Streifenstärke war.
Druckglieder	5,4—5,9	17	1,21	0,96	
Niete (3,5 bis 3,8 Scherfestigkeit)	4,3	30	—	—	
Formstahl (gegossen)	4,8	8—10	—	—	

In den Hängegurten der *Elisabethbrücke in Budapest* (Fig. 462, S. 403), der *weitestgespannten Kettenbrücke der Welt*, wurde saurerer Martinstahl verwendet mit 5,0 bis 5,5 t/cm² Zugfestigkeit bei 20 Hundertstel Dehnung.

Die nachfolgenden Tabellen 33—36 enthalten eine geschichtliche Übersicht derjenigen seit 1890 gebauten bemerkenswerten Bauwerke, deren wichtigste bauliche Einzelheiten im II. Bande dieser Vorlesungen ausführlich beschrieben und dargestellt werden.

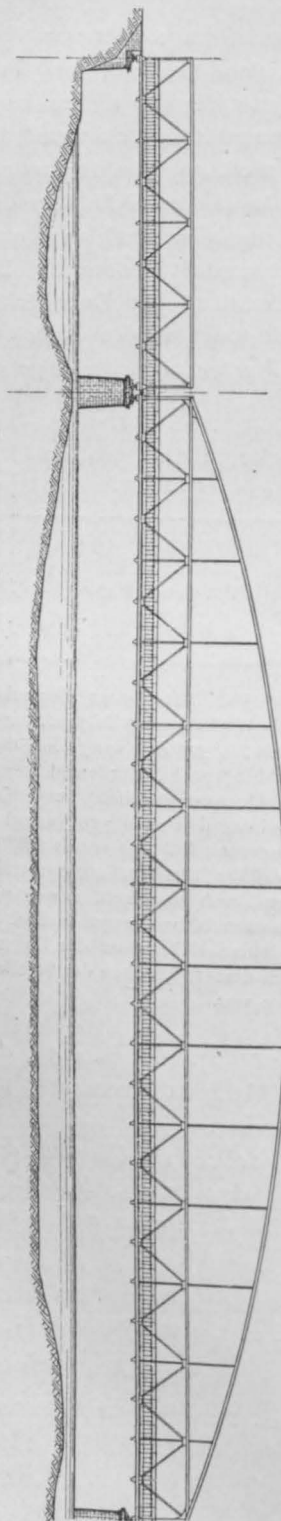
112. Balkenbrücken.

1. Um die verschiedenen Hauptträgerarten von Balkenbrücken voneinander zu unterscheiden führe ich die Bezeichnungen

³⁶¹ RIEPPEL, Konstruktion neuerer deutscher Brückenbauten. Zeitschrift für Architektur- und Ingenieurwesen. 1898.

³⁶² American Society of Civil Engineers. 1904.

Fig. 865. Straßenbrücke am Kahlenberg bei Muhlheim. 1907–1908.



*einfache und durchgehende Balkenträger,
Auslegeträger,
Bogenbalkenträger*

ein.

Einfache und durchgehende Balkenträger besitzen nur *eine* Scheibe. Diese ist bei einfachen Trägern in zwei Punkten, bei durchgehenden Trägern in beliebig vielen Punkten gestützt. Ein Auslegeträger besteht aus zwei oder mehreren Scheiben und ist mit der Erdscheibe statisch bestimmt verbunden, wenn die Zahl v der Verbindungsstäbe aus der Gleichung

$$v = (s - 1) 3 \quad (56)$$

berechnet wird, worin s die Zahl der Scheiben anzeigt. Sind außerhalb der Scheiben nach f *freie Knoten* (St. I. 31) vorhanden, so gilt die Gleichung

$$v = (s - 1) 3 + 2f \quad (57)$$

Ein über n Stützen durchgehender Träger kann durch das Einlegen von $n - 2$ Gelenken in einen Auslegeträger (durchgehenden Gelenkträger) verwandelt werden (St. II. 22). Die $n - 2$ Gelenke bedeuten $2(n - 2) = 2n - 4$ Stäbe. Es ist zulässig, von diesen Stäben einzelne zu beseitigen und sie als Stützenstäbe wieder einzusetzen. Dabei muß aber jede Scheibe des Auslegeträgers mit der anschließenden Scheibenkette mindestens durch je drei Stäbe verbunden bleiben.

Ein Bogenbalkenträger ist ein Bogenträger, dessen Bogenkraft (St. II. 1) durch einen Stab oder eine Scheibe aufgehoben worden ist, so daß unter lotrechten Lasten seine Stützenkräfte lotrecht wirken. Beispiele solcher Bogenbalkenträger bieten die Fig. 32 bis 36 (S. 16) und ferner

die *Ferdinandsbrücke über die Mur in Graz* (Fig. 37, S. 17);

die *Augartenbrücke über den Donaukanal in Wien* (Fig. 453, S. 397)

und die vielen sogenannten *Bogenbrücken mit Zugband* (unter 113), obwohl diese im statischen Sinne *Balkenbrücken* sind.

2. In den folgenden beiden Tabellen 33 und 35 sind die seit 1890 gebauten einfachen Balken-

brücken und die Auslegerbrücken getrennt aufgeführt. In der Tabelle 33 sind 16 Balkenbrücken mit mindestens einer Öffnung von 100 m Weite verzeichnet.

Die *Weichselbrücken bei Dirschau und Fordon* und die *Nogatbrücke bei Marienburg* eröffnen die Reihe. Von ihnen war, soweit die Gesamtanordnung der Überbauten und deren Herstellung aus Flußmetall in Frage kommt, schon an mehreren Stellen die Rede, auf den S. 69, Fig. 96; S. 70, Fig. 97; S. 98—101, Fig. 129 bis 131; S. 171, Fig. 174; S. 197—199, Fig. 217—219; S. 564, Fig. 705 und S. 570, Fig. 713.

Der Bau der berühmten alten Weichselbrücke (1844—1857) ist unter **103** beschrieben worden. In den Jahren 1870—1873 folgte der Bau der Thorner

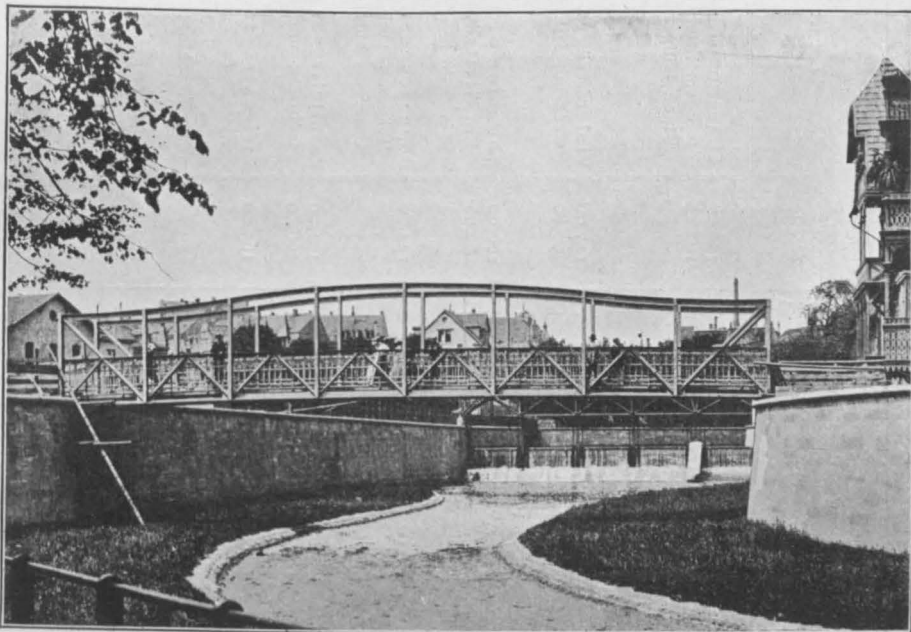


Fig. 866. Fußgängersteg über die Enz in Pforzheim. 1905.

Weichselbrücke in der Linie Bromberg-Thorn und in den Jahren 1876—1879 der Bau der Graudenzener Brücke in der Linie Laskowitz-Graudenz. Die neue Weichselbrücke entstand 1888—1891 und gleichzeitig wurde auch die Überbrückung der Weichsel zwischen Thorn und Graudenz — bei Fordon in der Linie Bromberg-Schönsee — in Angriff genommen. So war denn Ende des 19. Jahrhunderts die Weichsel nebst ihrem östlichen Arme, der Nogat, auf preußischem Gebiete durch fünf große Eisenbahnbrücken überspannt, die allen Ansprüchen des Verkehrs und der militärischen Sicherheit auf längere Zeit hinaus genügen sollten. Zurzeit ist jedoch wieder eine neue Weichselbrücke im Bau bei Münsterwalde in der Linie Freystadt-Marienwerder-Schmentau (Fig. 860), deren Wandgliederung ein nach amerikanischen Vorbildern eingeteiltes Strebenfachwerk zeigt.

Tabelle 33. Übersicht der bemerkenswerten einfachen Balkenbrücken seit 1890,
mit mindestens einer Öffnung von 100 m Weite.

Nr.	Zeit des Baues	Name und Lage der Brücke	Entwurfverfasser Ausführendes Werk	Öffnungen		Bauart der Balkenträger	Abbildungen und Literatur- quellen
				Zahl	Weite m		
1	1889—1891	1. Neue Weichselbrücke bei Dirschau, 2. Neue Nogatbrücke bei Marienburg, Bahn Dirschau-Marienburg	SCHWEDLER, MEHR- TENS, MACKENSEN, MATTHES Gesellschaft Harkort	6	129,00	Abgestumpfte Linsenträger mit zwei- teiligem Strebenfachwerk und Mittelgurt. Unten hängende Fahrbahn. Zwei Gleise.	Fig. 96, 97, 219, 221, 705, 713, 714, 860. Ztschr. f. Bau- wesen. 1895.
				2	103,20		
2	1890—1891	Ohio-Brücke bei Ceredo (West-Virginia) Norfolk- und Western-Bahn	DOANE, THOMSON Edge Moor- Brückenwerke	1	157,90	Vieleckträger. Einteiliges Ständerfach- werk mit Hilfsgliedern.	Eng. News. 1890.
				4	90,80		
3	1890—1893	Straßen- und Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Fordon, Linie Bromberg-Culmsee	MEHRTENS, MATTHES Gutehoffnungshütte Gesellschaft Harkort	5	100,00	Abgestumpfte Bogensehnenträger. Parallelträger. Überall zweiteiliges Strebenfachwerk mit Mittelgurt.	Fig. 174, 217, 218.
				13	62,00		
4	1892—1893	Neue sechste Straßenbrücke in Pittsburgh (Pennsylvanien)	—	2	134,00	Bogensehnenträger. Mittenhöhe 24 m. Trägerabstand 13,5 m. Fahrbahn am Untergurt aufgehängt.	Railroad Gaz. 1893.
5	1894—1895	Nebraska City-Straßenbrücke über den Ohio	G. S. MORISON Union Bridge Co.	2	401,00	Parallelträger mit zweiteiligem Ständer- fachwerk und schrägliegenden Portalen.	Engineering. I. 1895.
				1	328,00		
6	1895—1896	Delawarebrücke bei Philadelphia, Pennsylvania Eisenbahn	W. H. BROWN, W. A. PRATT	3	165,00	Vieleckträger mit geradem Untergurt. Einteiliges Fachwerk mit Hilfsfachwerk zum Einschalten von Querträgern usw. Mit Anschlüssen 1,34 km lang.	Fig. 861. Allg. Bauz. 1901.
7	1896	Havelbrücke bei Caputh, Bahnlinie Nauen-Treuenbrietzen	K. Eisenbahn- direktion Berlin Belter & Schneevogel, Berlin	1	100,00	Abgestumpfte Bogensehnenträger mit schrägen Endständern. Strebenfach- werk und Hilfsständern zum Einschalten von Querträgern usw.	—
8	1896—1897	Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Mississippi bei Alton, oberhalb von St. Louis	G. S. MORISON Union Bridge Co.	1	137,00	Öffnung von 137 m: Zweiarmige Dreh- brücke, 30,5 m breit. Die großen Öff- nungen sind Vieleck-, die kleinen Parallel- träger mit einteiligem Fachwerk.	Engineering. II. 1897.
				1	110,00		
				6	64,00		

9	1900—1901	<i>Straßenbrücke über den Miami- fluß bei Neu-Baltimore (Ohio)</i>	Brackett Bridge Co., Cincinnati	1	141,70	Abgestumpfte Bogensehnenenträger 20,3 m hoch in der Mitte. Die Streben sind Flacheisen. Daher Gegenstreben in den elf mittleren Feldern.	Engin. News. 1902.
10	1890—1891	<i>Straßenbrücke über den Mississippi bei Lyons und Fulton (Illinois)</i>	H. E. HORTON Chicago Bridge Co.	1 3 1	110,00 102,00 61,00	PRATT-Träger. Bogensehnenenträger mit geradem Untergurt und Ständerfach- werk mit Hilfsstäben.	—
11	1903—1904	<i>Neue Westminster-Straßen- und Eisenbahnbrücke über den Fraserfluß (British Columbien)</i>	K. SELTZER, WADDELL u. HADRICK Dominion Bridge Co.	2 1 5	115,80 68,60 48,40	Trapezträger von 50 m Höhe, mit schräg- liegenden Portalen und Hilfsständern. Die eine Öffnung von 115,8 m ist eine zwei- armige Drehbrücke.	Engin. News. 1905.
12	1903—1904	<i>Kemi-Isaahra-Brücke, Bahnlinie Uleaborg-Tornea (Finnland)</i>	SNELLMANN Gesellschaft Harkort	1	125,00	Bogensehnenenträger mit geradem Unter- gurt und Strebenfachwerk mit Hilfsstän- dern. Die Brücke wurde fertig aufgestellt auf Kränen in 35 Stunden überge- schoben.	Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure. 1904.
13	1905—1908	<i>Fadesbrücke über das Siouletal bei Vouriat, in der Nähe von Clermont (Frankreich)</i>	—	1 2	144,00 115,20	Durchgehende Parallelträger mit Strebenfachwerk auf Steinpfeilern mit anschließenden Wölböffnungen. Schienen 132,5 m hoch über dem Flußbett.	Railway Gaz. 1905.
14	1907—1908	<i>Eisenbahnbrücke über die Oder bei Neusalz</i>	K. Eisenbahn- direktion Berlin Beuchelt & Co., Grünberg i. Schl.	1 4 13 1	100,00 40,40 27,15 13,00	Abgestumpfte Bogensehnenenträger. Sieben kleinere Öffnungen: Trapezträger und Blechträger.	—
15	1907—1908	<i>Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Münsterwalde, Linie Freystadt-Marienwerder- Schmentau</i>	RHOTERT Gesellschaft Harkort Gutehoffnungshütte, Königs- u. Laurahütte	5 5	130,00 78,00	Hauptöffnungen: Abgestumpfte Bogen- sehnenträger. Flutöffnungen: Parallel- träger. Einteiliges weites Strebenfach- werk mit Hilfsfachwerk zum Einschalten von Querträgern usw.	Fig. 862.
16	1907—1908	<i>Eisenbahnbrücke über den Kyrönsalmi-Sund bei Nyslott, Linie Elisenwaara-Nyslott der Finnischen Staatsbahnen</i>	Oberbehörde für Wege- und Wasser- bauten in Helsingfors Gesellsch. Nürnberg	1 2 1	125,00 40,00 9,00	Der Träger von 40 m ist eine gleicharmige Drehbrücke von 15 m Öffnung. Der Trä- ger von 125 m ist ein Bogensehnenenträger mit Strebenfachwerk und Hilfsständern. Die Aufstellung erfolgte durch Über- schieben in sieben Stunden.	Deutsche Bauzeitung. 1908.

Bauzeiten und Massen der Brücken bei Dirschau, Marienburg und Fordon sind aus nachstehender Tabelle 34 zu entnehmen.

Tabelle 34. Bauzeit und Massen der Eisenbahnbrücken bei Marienburg, Dirschau und Fordon³⁶³.

Nr.	Name u. Lage der Brücke	Massen der Pfeiler und Nebenanlagen			Gewichte der Überbauten		Bemerkungen
		Beton cbm	Mauerwerk cbm	Steinschüttungen cbm	im ganzen t	für 1 Öffnung	
1	Nogatbrücke (Marienburg)	6000	20 000	10 000	1 650	760	Wesentlich Schweißisen.
2	Weichselbrücke (Dirschau)	7200	24 000	12 000	7 000	1 170	Dgl.
3	Weichselbrücke (Fordon)	9000	30 000	40 000	10 500	<div style="display: inline-block; vertical-align: middle;"> <div style="display: inline-block; vertical-align: middle;">900</div> <div style="display: inline-block; vertical-align: middle;">460</div> </div>	Flußisen: Stromöffnungen „ Flutöffnungen.

Besonderer Erwähnung bedürfen die von Prof. JACOBSTHAL entworfenen *Portalbauten* der neuen Brücken. Bei der unmittelbaren Nachbarschaft der in ihren Pfeileraufbauten aufs Reichste ausgestatteten alten Gitterbrücken (Fig. 858) war es natürlich geboten, auch dieser Seite der Bauausführung entsprechende Sorgfalt zu widmen. Die zu lösende Aufgabe³⁶³ war keine leichte. JACOBSTHAL ist dieser Schwierigkeit Herr geworden und hat mit möglichst einfachen Formen eine bedeutende Massenwirkung der Portale erzielt, indem er unter Verzicht auf eine zweitürmige Anlage zu dem bewährten Verfahren der altromanischen Dombaumeister von Hildesheim und Minden zurückgriff. Danach gliederte er den Portalaufbau auf jeder Uferseite der neuen Dirschauer Brücke in einen mit Zinnen gekrönten breiten Mittelteil und zwei niedrige durch Giebel abgeschlossene Seitenteile, die das Widerlager des Portalbogens bilden (Fig. 96, S. 69). Das einfachere Portal der neuen Nogatbrücke ist in der Fig. 97, S. 70, sowie auch in den Fig. 859 und 860, S. 675 und 676 dargestellt.

Die *Fordoner Brücke* (Fig. 174, S. 171) bildet einen Markstein in der Geschichte des Eisenbrückenbaues insofern, als bei ihrer Herstellung zum ersten Male das *basische Flußmetall* in großen Mengen zur Anwendung gelangte. Für die fünf Stromöffnungen wurde Martinmetall von der Gutehoffnungshütte, für die 13 Flutöffnungen Thomasmetall von der Aachener Hütte Rote Erde verbraucht, im Ganzen fast 11 000 t. Die *Vieleckträger* der Tilsiter (Fig. 704, S. 563), Dirschauer und Marienburger Brücken wurden hier verlassen und dafür die Stromöffnungen mit abgestumpften Bogensehnenträgern überdeckt. Die Krümmung der Obergurte ist, auf den Rat von JACOBSTHAL, nach einer Kreislinie geformt. Dadurch hat die Erscheinung des Innenbildes der Brücke (Fig. 217—218,

³⁶³ Die neuen Weichselbrücken bei Dirschau, Marienburg und Fordon. Deutsche Bauzeitung. 1894. S. 45. — Der Bau der neuen Eisenbahnbrücken über die Weichsel bei Dirschau und über die Nogat bei Marienburg. Zeitschrift für Bauwesen. 1894—1895.

S. 197—198) insofern gewonnen, als es auf den Beschauer einen wohlthuenden gleichmäßig ruhigen Eindruck macht. Auf dem Fordoner Ufer ist oberhalb und

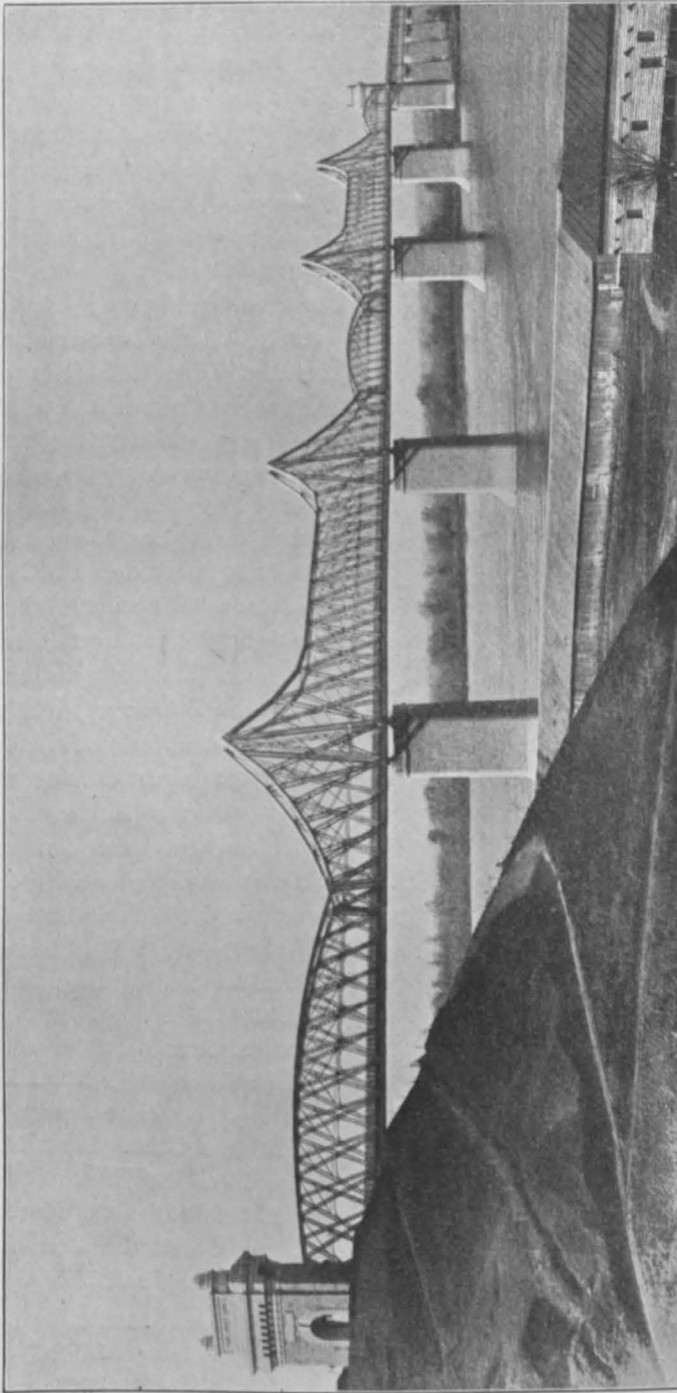


Fig. 867. Ansicht der Hauptbrücke über die Donau bei Constantza. 1892—1895.

unterhalb der Brücke je ein Mastenkrahn errichtet, zwischen denen eine Seilvorrichtung angebracht ist, mit deren Hilfe die Schiffe bei der Bergfahrt maschinell getreidelt werden können.

Von den übrigen in der Tabelle 33 verzeichneten Bauwerken ist besonders die *Delawarebrücke bei Philadelphia* (Fig. 861) hervorzuheben, deren 165 m weiten Stromöffnungen — nach denjenigen der 1888 in Betrieb genommenen Chesapeake

und Ohio-Eisenbahnbrücke (Tab. 29, Nr. 21) — die weitest gespannten einfachen Balkenträger der Welt besitzen. Die *Siouletalbrücke* in Frankreich zeichnet sich durch große Höhe ihrer Pfeiler aus. In den Fig. 863—866 sind einige neuere bemerkenswerte einfache Balkenbrücken mit kleinern als 100 m weiten Öffnungen dargestellt. Die Hauptträger des 1905 (von der Gesellschaft Nürnberg) gebauten Fußgängersteiges über die *Enz in Pforzheim* (Fig. 866) zeigen eine neue Bauart. Der Obergurt ist nur über den Stützen mit dem bis Geländerhöhe reichenden Versteifungsbalken verbunden. Im übrigen liegt er frei und wird nur durch Ständer gehalten.

3. Die Tabelle 35 enthält acht seit 1890 gebaute *Auslegerbalkenbrücken* mit mindestens einer Öffnung von 125 m Weite, fünf europäische und drei nordamerikanische. Unter den europäischen Brücken ist die eingleisige *Czernavodabrücke* in der Linie Bukarest-Constantza (Fig. 207—208, 857, 867—870) geschichtlich die bedeutendste. Die Bahnlinie führt über den kleinen, Borcea genannten, Arm der Donau bei Fetesti, und dahinter auf 2,8 km Länge über die im Überschwemmungsgebiet liegende Insel Balta. Dann überschreitet

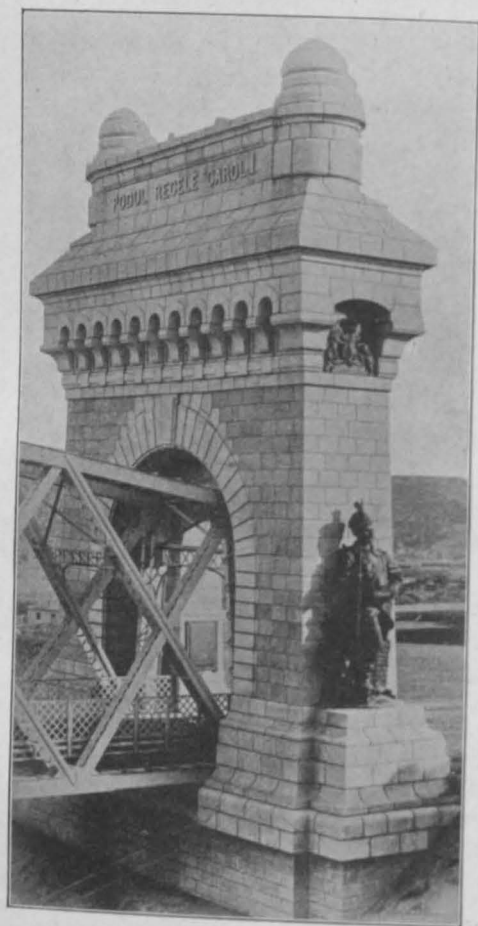


Fig. 868. Einfahrtstor der Czernavodabrücke über die Donau.

sie den großen Arm der Donau bei Czernavoda, wodurch Rumänien mit den Donauländern am Schwarzen Meere verbunden wird. Einschließlich der Flutbrücken auf der Baltinsel und der Überbrückung der Borcea erhielt die Czernavodabrücke eine Gesamtlänge von 3850 m. Sie ist die längste europäische Eisenbrücke. Die nächst kleineren Längen besitzen folgende Brücken:

Taybrücke in Schottland	3200 m
Forthbrücke in Schottland.	2394 »

Waalbrücke bei Moerdyk in Holland	1470 m
Wolgabrücke bei Sysran in Rußland	1438 »
Weichselbrücke bei Fordon	1325 »

Die Fig. 207 (S. 191) veranschaulicht die drei Öffnungen der Borceabrücke mit den anschließenden, durch Parallelträger überdeckten Flutöffnungen. Fig. 208 (S. 192) stellt einen Blick in das Innere einer großen Öffnung dar. Fig. 857 und 867 sind Ansichten der Hauptbrücke und der Bauart ihrer Hauptträger, deren Wände schräg stehen. Die Fig. 868 bis 869 geben ein Bild von der Ausbildung des Einfahrttores und der Zwischenpfeiler. Die Gesamtkosten des Baues der Hauptbrücke haben etwa 8 Millionen Mark betragen.

Unter den übrigen europäischen Auslegerbrücken stehen die *Franz Josefsbrücke über die Donau in Budapest* und die *Rheinbrücke zwischen Ruhrort und Homberg* in erster Reihe. Eine ausführliche Beschreibung dieser beiden Brücken, deren Herstellung den gegenwärtigen hohen Stand und die Leistungsfähigkeit des deutschen Brückenbaues trefflich verkörpern, bleibt für den II. Band dieser Vorlesungen vorbehalten. Die in Fig. 871 dargestellte Franz Josefsbrücke ist ihrer äußeren Erscheinung nach eine der schönsten Auslegerbrücken der Welt. Die nüchternere, etwas an amerikanische Vorbilder erinnernde Erscheinung der Ruhrorter Rheinbrücke ist oft bemängelt worden. Jedoch wird man bei näherem Studium ihrer Beschreibung³⁶⁴ erkennen, wie wohldurchdacht der Plan des großartigen Bauwerkes in der Gesamtanordnung und im Einzelnen angelegt und wie meisterhaft er in allen seinen Teilen zur Ausführung gebracht worden ist. Die Mittelöffnung der Ruhrorter Brücke ist um 13,4 m weiter als diejenige der Cernavodabrücke, also die weitest gespannte Eisenbrücke des europäischen Festlandes (Fig. 180—181, S. 175—176).



Fig. 869. Endpfeiler der Cernavodabrücke über die Donau.

³⁶⁴ DIETZ, Die Straßenbrücke über den Rhein zwischen Ruhrort und Homberg. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure. 1907. Auch im Sonderabdruck zu haben.

Tabelle 35. Übersicht der bemerkenswerten Auslegerbalkenbrücken seit 1890,
mit mindestens einer Öffnung von 125 m Weite.

Nr.	Zeit des Baues	Name und Lage der Brücke	Entwurfverfasser Ausführendes Werk	Öffnungen		Bauart der Auslegeträger	Abbildungen und Literatur- angaben
				Zahl	Weite m		
1	1890—1892	<i>Eisenbahnbrücke über den Mississippi bei Memphis (Vereinigte Staaten)</i>	GEORGE S. MORRISON, ALFRED NOBLE Union Bridge Co.	1	241,0	Die Brücke besteht aus einem mittleren Stützträger mit zwei Auslegern und einem seitlichen Anker- arm. Doppeltes Strebenfachwerk mit Hilfs- ständern. Aufstellung ohne feste Gerüste. Saures Flußmetall. Gesamtlänge 3260 m.	Ztschr. d. Ver. deutsch. Ing. Railroad Gaz. Eng. News. 1893.
				2	189,0		
				1	103,0		
					69,0		
2	1892—1895	<i>Carol-Eisenbahnbrücke über die Donau bei Czernavoda in Rumänien (eingleisig)</i>	SALIGNY Fives-Lille, Paris	1	190,0	Auslegeträger mit geradem Untergurt und ge- krümmten Obergurt. Zweitelliges Strebenfach- werk. Basisches Martinmetall. 30 m hoch über Wasser. Gesamtlänge 3,85 km.	Fig. 207, 208, 867 u. 870.
				4	140,0		
3	1894—1896	<i>Franz Joseph-Straßenbrücke über die Donau in Budapest</i>	JULIUS SEEFEHLNER Staats-Maschinen- fabrik zu Budapest	1	175,0	Hängeträgergestalt. Pfeilverhältnis 1 : 12,5. Trägerabstand 12,9 m. Einfaches Fachwerk. Ge- samtlänge zwischen den Landpfeilern 332,1 m.	Fig. 871.
				2	79,3		
4	1900—1903	<i>Eisenbahnbrücke über die Connelfährte bei Oban in Schottland</i>	H. H. BRUNEL, E. CRUTWELL Arrols Bridge and Roof Co. Germiston Ironworks	1	159,7	Gerade nach den Mittelstützen zu ansteigende Gurte, die Gelenke liegen in der Mittelöffnung. Ständerfachwerk mit Hilfsgliedern.	Engineer. 1903. II. S. 257.
5	1902—1903	<i>Eisenbahnbrücke über den Gouritsfuß in der Kap- kolonie</i>	SIR BENJAMIN BAKER Andrew Handyside & Co. in Derby	1	128,0	Ständerfachwerk nach amerikanischen Mustern. 64 m hoch über dem Wasser. Gewicht 1000 t.	Fig. 872.
				2	43,0		
6	1905—1906	<i>Eisenbahnbrücke über den Mississippi bei Thebes in Illinois (Vereinigte Staaten)</i>	MODJESKI, NOBLE, ANGIER Southern Illinois & Missouri Bridge Co.	1	204,5	Auslegeträger mit annähernd parallelen Gurten, Ständerfachwerk. Mittelöffnung zwei, Land- öffnungen je ein Gelenk.	Engin. News. 1905.
				2	158,9		
				2	158,0		
7	1904—1907	<i>Straßenbrücke über den Rhein zwischen Ruhrort und Homburg</i>	GRÜN & BILFINGER, Mannheim, BILLING, DEGENER Gesellschaft Nürnberg	1	203,4	Zwei Gelenke in der Mittelöffnung, je eins in den Endöffnungen. Trägerhöhen: 25,0 m über den Pfeilern der Mittelöffnung, 14,3 m in der Mitte des großen Schwebeträgers. Ge- samtkosten 4 370 800 Mark.	Fig. 180 u. 181 (S. 175 u. 176).
				1	128,3		
				1	121,6		
				1	88,9		
8	1903—1908	<i>Blackwell Island-Brücke über den Eastriver in New York</i>	Department of bridges New York LINDENTHAL, MOISSEIEFF Pennsylvania Steel Co.	1	83,6	Auslegeträger mit Mittelstoß. Hängeträger- gestalt. Ständerfachwerk mit Hilfsstäben. Die Fahrbahnen sind auf zwei Stockwerke verteilt. Verwendung von Nickelstahl für Augen- stäbe.	Fig. 873—875.
				1	360,0		
				1	300,4		
				1	192,0		
				1	143,0		
				1	100,0		

Unter den nordamerikanischen Auslegerbrücken verdient die Blackwell Island-Brücke über den Eastriver in New York (Fig. 873—875) besondere Beachtung.



Fig. 870. Übergang von den Hauptöffnungen der Czernavodabrücke auf die Flatbrücken.

Sie ist zurzeit (März 1908) noch nicht ganz vollendet. Seit Juli 1907 ist der in Fig. 874 dargestellte mittlere Teil der Brücke mit den beiden Auslegern fertig.

Im Dezember folgte die Vollendung der beiden Ankerarme (Fig. 875). Im Herbst 1908 hofft die bauende Gesellschaft die fertige Brücke dem Betriebe übergeben zu können³⁶⁵. Nach ihrer

Vollendung wird ihre Mittelloffnung von 360 m nach der Forthbrücke die weitest gespannten Auslegeträger der Welt besitzen. Die zum Bedauern der gesamten Fachwelt am 29. August 1907 plötzlich eingestürzte *Quebec-Auslegerbrücke über den St. Lorenzstrom*, die mit einer Mittelloffnung von 549 m geplant war, hätte darin selbst die Forthbrücke übertroffen.

Die Blackwell Island-Brücke ist die erste Balkenbrücke, die den *Eastriver* überspannt. Es gibt keine Brücke in der Welt, deren *Stabquerschnitte* sich an Größe mit ihr messen können. Der Querschnitt der stärksten Druckglieder der Blackwell Island-Brücke hält in den Hauptträgerwänden 8387 cm^2 , im Untergurt 7096 cm^2 . Die gebrochenen größten Druckglieder der Quebecbrücke besaßen 5419 cm^2 und die stärksten Druckgurtquerschnitte der Forthbrücke halten 5254 cm^2 . Es steht zu erwarten, daß die auf Knicken beanspruchten Druckglieder der Blackwell Island-Brücke eine höhere Sicherheit gewähren werden, als jene der

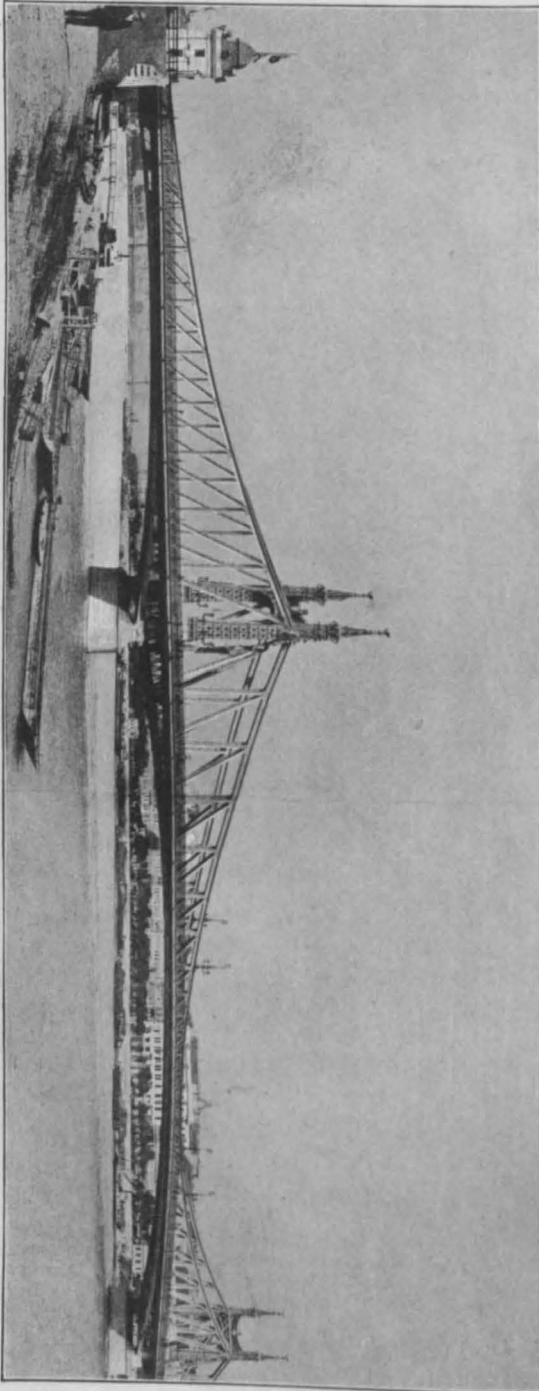


Fig. 871. Franz Josephbrücke über die Donau in Budapest. 1894—1896.

³⁶⁵ Nach dankenswerten Mitteilungen von Herrn Oberingenieur F. C. KUNZ der Brückenabteilung der [Pennsylvania Stahlwerke] in Steelton.

Quebecbrücke, die nach dem einstimmigen Urteile aller Sachverständigen deren Einsturz verschuldet haben ³⁶⁶.

Der Bau der Quebecbrücke, besonders die Verankerung des Ankerarmes mit Hilfe von Drahtseilen, und das Vorstrecken der Ausleger mit Hilfe des beweglichen Herstellungsgertüses, ist in Fig. 182 (S. 176) bereits veranschaulicht worden.

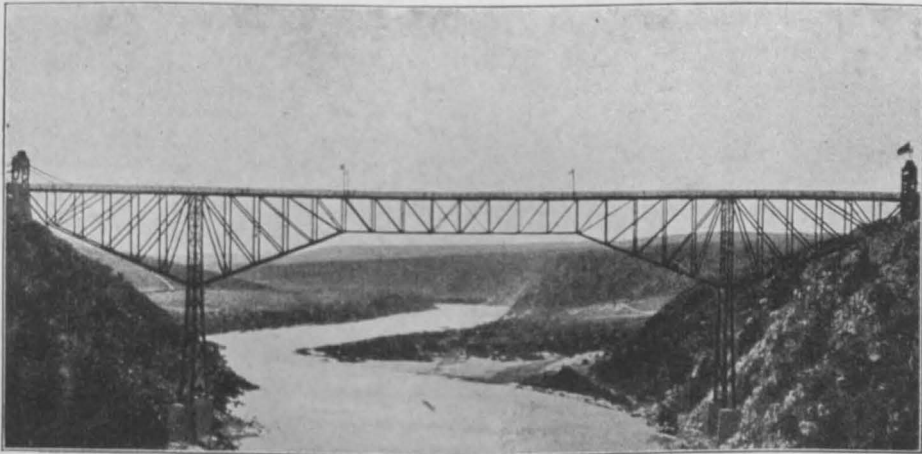


Fig. 872. Eisenbahnbrücke über den Gouritzfluß in der Kapkolonie (Afrika). 1902—1903.

Die Fig. 876—878, deren Urbilder ich (wenige Monate vor dem Einsturze der Brücke) von der bauausführenden Gesellschaft erhalten habe, erläutern *Vorgänge beim Heben von Zug- und Druckgliedern* mit Hilfe der Winden des fahrbaren Gertüses. Fig. 878—879 geben ein Bild von der Gestalt der oben erwähnten



Fig. 873. Blackwell Island-Brücke über den Eastriver in New York.

starken Druckglieder. In Fig. 879 sieht man deutlich, wie ein solches Glied im wesentlichen von vier starken Stahlplatten gebildet wird, die oben und unten mit Hilfe von Winkelleisen vergittert sind. In welcher Art ein solches Gitterwerk (lattice work) im amerikanischen Eisenbrückenbau heute in der Regel angeordnet

³⁶⁶ Report of the Royal Commission on the cause of the collapse of the Quebec Bridge. Engineering Record. 1908. I. S. 309.



Fig. 874. Mittlere Auslegeröffnung der Blackwell Island-Brücke (Fig. 873).
Juli 1907.



Fig. 875. Ankerarm der Blackwell Island-Brücke (Fig. 873).
Dezember 1907.

wird, wolle man aus der (unter 128) gegebenen Übersetzung der amerikanischen »Specifications« entnehmen. Weitere Mitteilungen darüber und über die Einzelheiten der beim Einsturze vorgekommenen Zerstörungen³⁶⁷ werden für den II. Band dieser Vorlesungen vorbehalten.

4. Von bemerkenswerten *Auslegerstraßenbrücken mit kleineren Weiten* als 125 m in der Mittelöffnung sind in den Fig. 880—888 die folgenden abgebildet:

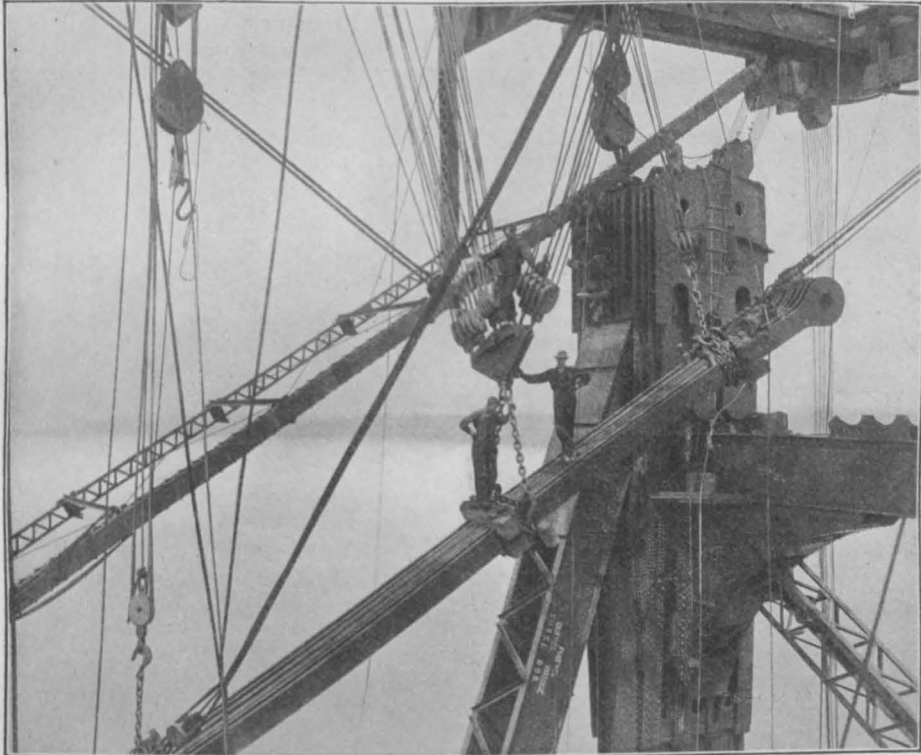


Fig. 876. Aufwinden von Augenstäben beim Bau der Quebecbrücke über den St. Lorenzstrom (Kanada). 1906.

1894—1895: Weserbrücke in Bremen	66,1 m,
1895—1896: Theißbrücke bei Tockay	107,6 »
1896: Überführung der Tolbiacstraße in Paris	60,0 »
1898: Roteflußbrücke in Tonkin	106,2 »
1903: Oderbrücke in Ratibor	60,5 »
1903—1904: Swinemünder Brücke in Berlin	108,0 »

Mit Ausnahme der Tolbiac- und Roteflußbrücke³⁶⁸ (Fig. 887 u. 888) sind bei allen diesen Straßenbrücken die Auslegerträger in derjenigen Umrißgestalt ausgebildet,

³⁶⁷ CONTAG, Der Einsturz der Brücke über den St. Lorenzstrom bei Quebec (Kanada). Zentralblatt der Bauverwaltung. 1907. S. 580. — Vgl. auch Anmerk. 366.

³⁶⁸ Les nouveaux ponts de Paris: Le pont de la rue de Tolbiac. Génie civil. 1894 bis 1895. Le pont Mirabeau. Dasselbst. 1896.

die seit dem Bau der *Friedrichsbrücke in Mannheim* (Fig. 724—726) nach dem Entwürfe von GERBER vorbildlich geworden ist. Die *Bremer Weserbrücke* und die *Swinemünder Brücke in Berlin* zeichnen sich durch eine künstlerisch wohlabgewogene Führung der Grundlinien ihres Eisenbaues aus. Bei der Swinemünder Brücke³⁶⁹ wirkt namentlich auch die reizvolle Ausbildung einzelner Stäbe und Stabknoten wohlthuend auf den Beschauer.

Die *Theißbrücke* (Fig. 881 u. 882) wurde noch ganz aus Schweißeisen hergestellt, weil das ausführende Eisenwerk Resicza auf die Erzeugung von Flußmetall noch

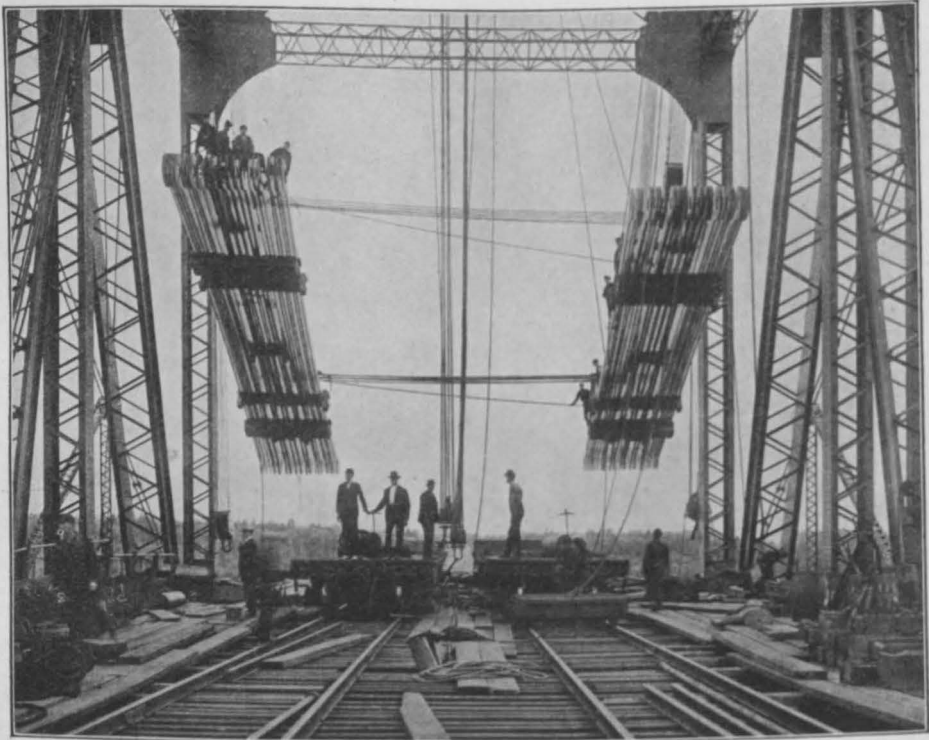


Fig. 877. Aufwinden von Augenstäben beim Bau der Quebecbrücke über den St. Lorenzstrom (Kanada). 1906.

nicht ausreichend eingerichtet war. Die Oderbrücke und Swinemünder Brücke, ebenso auch die in der Fig. 227 (S. 206) abgebildete *Oderbrücke in Brieg* sind von der Brückenbauanstalt Beuchelt & Co. in Grünberg-Schlesien hergestellt worden.

113. Bogen- und Auslegerbogenbrücken.

1. Die Tabelle 36 enthält 15 Bogenbrücken aus dem letzten Jahrzehnt des 19. Jahrhunderts. Darunter sind zehn Straßenbrücken, zwei dienen dem Eisenbahnverkehr und drei sind Straßen- und Eisenbahnbrücken. Acht sind deutschen, sechs amerikanischen und nur eine französischen Ursprunges. Es kommt darin nur eine Auslegerbogenbrücke vor. Jedoch hat der Bau der *Auslegerbrücke über*

³⁶⁹ MÖHRING, Stein und Eisen. 1903. Lieferung 3 u. 4.

das *Viaurtal* (Tabelle 37, Nr. 3) schon 1896 angefangen. Drei ausländische Brücken besitzen *Dreigelenkbogenträger* (Nr. 2, 6 u. 15). Neun Bauwerke sind mit *Kämpfergelenken* ausgerüstet und zwei haben *keine Gelenke* (Nr. 7 u. 9). Die Elbebrücke bei Harburg ist eine *Bogenbalkenbrücke*.

Das *Pfeilverhältnis* liegt zwischen 1 : 3,64 (Kornhausbrücke in Bern) und 1 : 17,2 (Alexanderbrücke in Paris). In der Regel sind nur zwei Hauptträger vorhanden, die bei sieben Brücken *schräg stehen*. Ausnahmen bilden die Panther Hollowbrücke (Nr. 5) mit vier, und die Alexanderbrücke (Nr. 15) mit 15 Trägern.

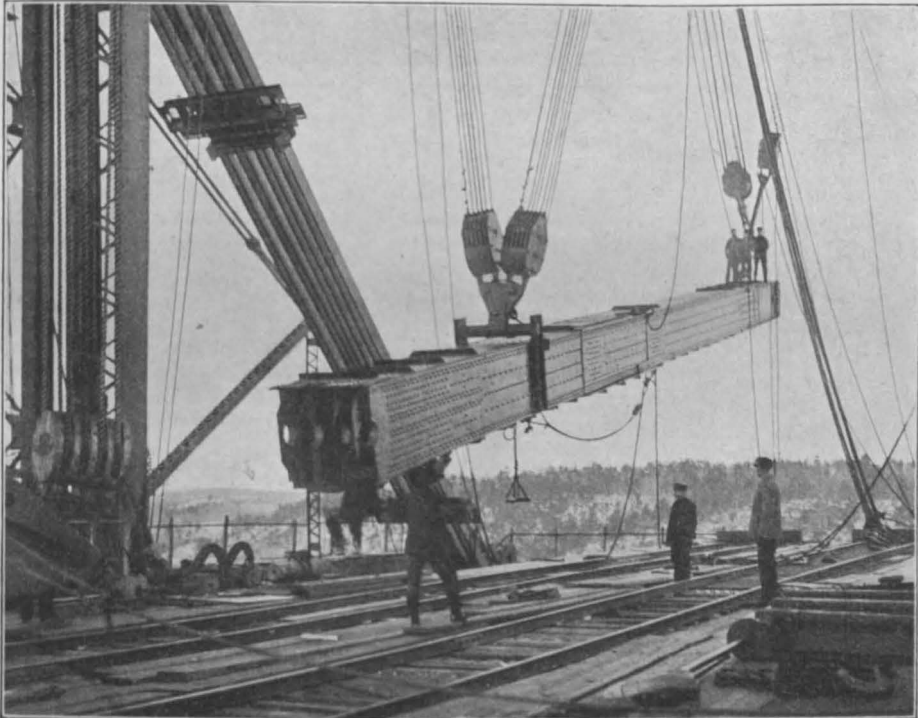


Fig. 878. Aufwinden von starken Druckstäben beim Bau der Quebecbrücke über den St. Lorenzstrom (Kanada). 1906.

Was die Bogengestalt anlangt, so zeigen zwei die *Sichelform*, drei *Bogenfachwerk* mit geradem Obergurt, zwei *parallele* und fünf *nicht parallele*, nach den Kämpfern hin auseinander laufende Bogengurte. Drei Bauwerke besitzen Bögen mit *parabolischer Achse*, darunter eins mit *parallelen Bogengurten*.

Ihrer *Bogenweite* nach stehen die Bauwerke in folgender Reihe:

Nr. 10:	Cliftonbrücke	256,00 m
» 11:	Bonner Brücke	187,20 »
» 12:	Düsseldorfer Brücke	181,30 »
» 7:	Müngstener Brücke	170,00 »
» 8:	Niagarafallbrücke	167,75 »

Tabelle 36. Übersicht der bemerkenswerten Bogen- und mit mindestens einer Öffnung

Nr.	Zeit des Baues	Name und Lage der Brücke	Entwurfverfasser Ausführendes Werk	Öffnungen	
				Zahl	Weite m
1*	1889—1891	<i>Hawk-Straßenbrücke in Albany</i>	Hilton Brückenwerke	1 2	109,73 54,86
2*	1890—1891	<i>Straßenbrücke über den Genesseeftuß bei Rochester N.Y. (Vereinigte Staaten)</i>	—	1	128,00
3*	1891—1892	<i>Straßen- und Eisenbahnbrücke über den Nordostseekanal bei Grünenthal</i>	GREVE, EGGERT Gesellschaft Nürnberg	1	156,50
4	1893	<i>Stoney Creek Brücke der Canadischen Pacific-Bahn</i>	—	1	102,40
5*	1893—1894	<i>Straßen- und Eisenbahnbrücke über den Nordostseekanal bei Levensau</i>	LAUTER, MATTHESIU Gutehoffnungshütte	1	163,40
6	1895—1896	<i>Panther Hollow-Straßenbrücke, Pittsburgh (Pennsylvanien)</i>	—	1	109,70
7	1893—1897	<i>Kaiser Wilhelm-Brücke über das Wuppertal bei Müngsten (Linie Remscheid-Solingen)</i>	Königl. Eisenbahn- direktion Elberfeld, RIEPEL Gesellschaft Nürnberg	1	170,00
8	1896—1897	<i>Straßen- und Eisenbahnbrücke über die Stromschnellen des Niagara</i>	L. L. BUCK Pennsylvania Steel Co.	1	167,75
9	1895—1898	<i>Kornhaus-Straßenbrücke über die Aare in Bern</i>	v. BONSTETTEN, v. FISCHER Gutehoffnungshütte	1 5	114,90 34,40
10	1897—1898	<i>Clifton-Straßenbrücke über den Niagara</i>	L. L. BUCK Pencoyd Bridge Co.	1	256,00
11	1897—1898	<i>Straßenbrücke über den Rhein zwischen Bonn und Beuel</i>	MÖHRING, SCHNEIDER Gutehoffnungshütte	1 2 1	187,20 93,60 32,50
12	1897—1899	<i>Straßenbrücke über den Rhein in Düsseldorf</i>	SCHILL, PH. HOLZMANN & CO. Gutehoffnungshütte	2 4	181,30 57,6-63,4
13	1897—1899	<i>Straßenbrücke über die Süderelbe bei Harburg</i>	GLEIM, THIELEN Gesellschaft Nürnberg	4 6	100,10 31,70
14	1897—1899	<i>Straßenbrücke über den Rhein bei Worms</i>	HOFMANN, GRÜN & BILFINGER Gesellschaft Nürnberg	1 2	105,60 94,40
15	1899—1900	<i>Alexander III.-Straßenbrücke über die Seine in Paris</i>	RÉSAL, ALBY, SCHNEIDER & Co.	1	107,50

Auslegerbogenbrücken im letzten Jahrzehnt des 19. Jahrhunderts, von über 100 m Weite.

Hauptträger		Zahl der Gleise	Bauart der Bogenträger ³⁷⁰	Pfeilverhältnis	Abbildungen und Literaturquellen	Nr.
Mittenabstand m	Zahl					
—	2	—	Auslegebogenträger. Gelenke in den Seitenöffnungen.	1:6,80	Eng. News. 1889. S. 139.	1*
oben 6,10 unt. 14,03	2	—	Bogenfachwerk mit drei Gelenken. 1:6,1 schrägstehe Hauptträger.	1:6,30	—	2*
—	2	1	Sichelbogen mit Kämpfergelenken. 1:8 schrägstehe Hauptträger. Bahn mitten.	1:7,30	Fig. 889. Deutsche Bauzeitung. 1895.	3*
oben 7,00 unt. 13,1	2	1	Parallelbogen mit Kämpfergelenken. 1:10 schrägstehe Hauptträger. Saures Martinmetall.	1:4,20	—	4
12,50	2	1	Nicht parallele Kreisbogengurte mit Kämpfergelenken. Bahn mitten.	1:7,70	Fig. 890. Ztschr. f. Arch. u. Bauw. 1898.	5*
4,00	4	—	Bogenfachwerk mit drei Gelenken. Basisches Martinmetall.	1:8,00	—	6
oben 4,90 unt. 25,7	2	2	Parabelbogen ohne Gelenke. 1:7 schrägstehe Hauptträger. Anschließend Parallelträger mit Gerüstpfählen. Statisch bestimmte Aufstellung ohne feste Gerüste. Thomasmittel.	1:2,54	Fig. 891. Ztschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1896.	7
oben 9,10 unt. 17,3	2	2	Bogenfachwerk mit Kämpfergelenken. 1:10 schrägstehe Hauptträger. Aufstellung ohne feste Gerüste. Basisches Martinmetall.	1:4,83	Fig. 229 u. 896. Ztschr. d. Ver. deutsch. Ing. — Génie civil 1898.	8
—	2	—	Nicht parallele Bogengurte ohne Gelenke. 1:12 schrägstehe Hauptträger. Thomasmittel. Zwei Nebenöffnungen: Blechbogen.	1:3,64	Fig. 892. Schweizer Bauzeitung. 1897.	9
oben 9,10 unt. 20,9	2	—	Parallelparabelbogen mit Kämpfergelenken. 1:8 schrägstehe Hauptträger. Aufstellung statisch bestimmt und ohne feste Gerüste. Basisches Martinmetall.	1:5,60	Fig. 175 u. 176. S. 173.	10
9,00	2	—	Nicht parallele Bogengurte mit Kämpfergelenken. Basisches Martinmetall.	1:6,35	Fig. 893 u. 894. Besondere Schrift.	11
9,70	2	—	Wie Nr. 10.	1:6,54	Fig. 895. Ztschr. f. Arch. u. Bauw. 1898.	12
11,00	2	—	Nicht parallele Bogengurte. Aufheben der Bogenkraft durch Zugband. Freischwebende Fahrbahn. Thomasmittel.	1:7,40	Fig. 848, S. 665. Ztschr. f. Arch. u. Bauw. 1898.	13
2,90	2	—	Sichelfachwerk mit Kämpfergelenken. Thomasmittel.	1:9,50	Deutsche Bauzeitung. 1900.	14
7,50	15	—	Dreigelenkbogen mit stählernen Wölbstücken. Kleinstes Pfeilverhältnis der Welt. 40 m breit.	1:17,2	Fig. 897—900. Besondere Schrift.	15

³⁷⁰ Die Nummern der schweißeisernen Überbauten sind mit einem Stern bezeichnet.

Nr. 5:	Levensauer Brücke . . .	163,40 m
» 3:	Grünenthaler Brücke . .	156,50 »
» 2:	Rochesterbrücke . . .	128,00 »

Die Überbauten der Brücken bei Rochester, Grünenthal und Levensau wurden noch aus *Schweißeisen* hergestellt, alle übrigen aus *Flußmetall*, wobei zu bemerken bleibt, daß dieses bei der Stoney Creek- und der Alexanderbrücke noch nach sauerem Verfahren dargestellt worden ist. Zuerst sollen die Gesamtanordnung der in der Tabelle 36 aufgeführten *deutschen* Bogenbrücken kurz beschrieben

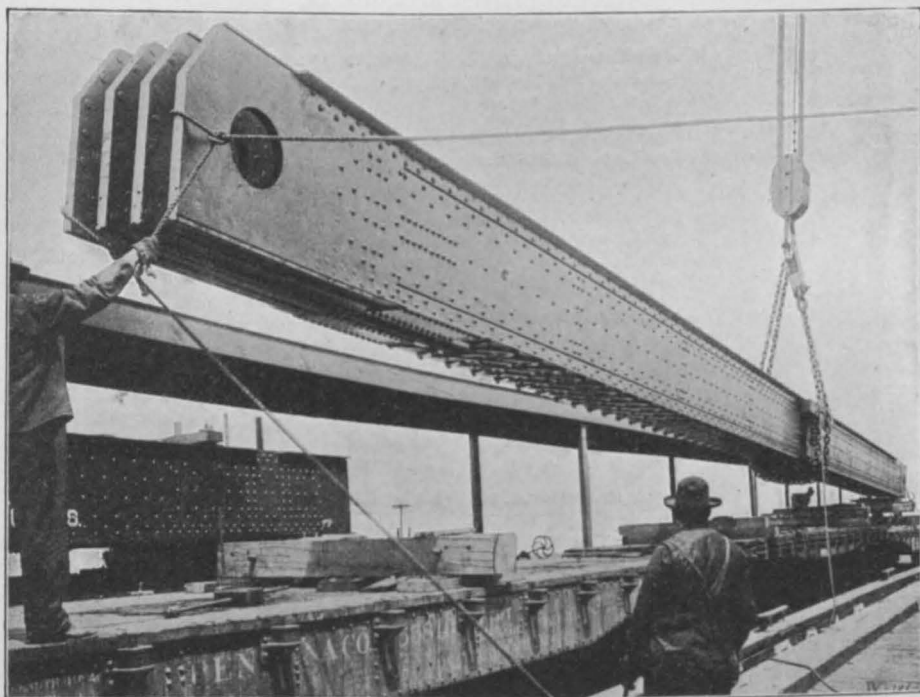


Fig. 879. Aufwinden von starken Druckstäben beim Bau der Quebecbrücke über den St. Lorenzstrom (Kanada). 1906.

werden. Ausführliche Besprechung und Abbildung ihrer wichtigsten baulichen Einzelheiten werden für den II. Band vorbehalten.

2. Die *Straßen- und Eisenbahnbrücke über den Nordostseekanal bei Grünenthal* (Fig. 889) war die erste deutsche Brücke, deren Stützweite diejenige der alten Dirschauer Weichselbrücke (103) übertraf. Die beiden schräg stehenden Hauptbogenträger schneiden die mittenliegende Fahrbahn und erhielten je ein in der Überschneidungsebene angebrachtes Zugband, das hauptsächlich dazu dient, den unterhalb der Fahrbahn im Bogengurt liegenden Windverband von Kämpfer zu Kämpfer durchzuführen. Die Zugbänder wurden erst an den Bogen geschlossen, nachdem dieser sich frei auf seine Kämpfergelenke gesetzt und sein gesamtes Eigengewicht zu tragen bekommen hatte. Der in der Mitte *über* der Fahrbahn

liegende Bogenquerverband wird durch Steifrahmen auf die Querverbände unter der Bahn übertragen. Auf den beiden Strecken zwischen den Durchschneidungspunkten und den Endpfeilern besitzt die Fahrbahn eigene untere Windverbände,



Fig. 880. Straßenbrücke über die Weser in Bremen. 1894—1895.

die auf den Pfeilern sowohl längsverschieblich als auch der Höhe nach beweglich gelagert sind. Im mittleren Teile sind die Fahrbahn­längsträger wegen der Längen­änderungen der Zugbänder an einem Ende längsverschieblich gelagert.

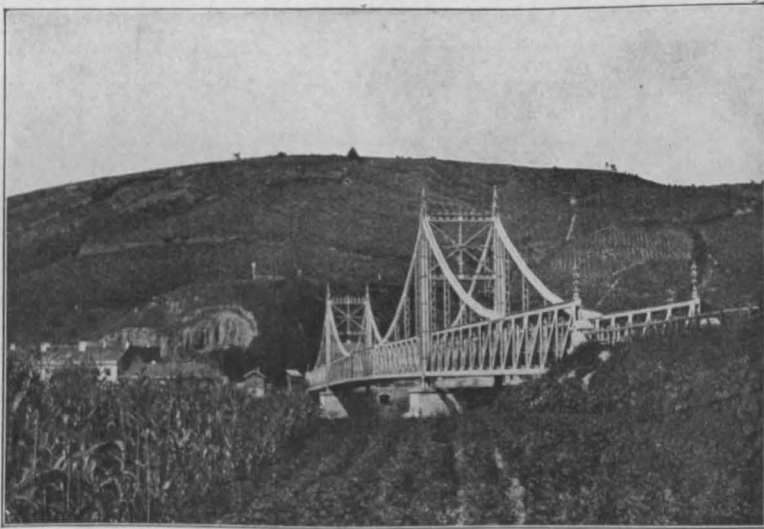


Fig. 881. Theißstraßenbrücke bei Tokay (Ungarn). 1895—1896.

Auch auf der bei *Levensau über den Nordostseekanal* führenden Bogenbrücke liegt die Fahrbahn, wie bei Grünenthal, mitten im Bogen. Hier hat man die Zugbänder fallen lassen und dafür 4,9 m über der Fahrbahn ein durchlaufendes

wagerechtes Hilfsfachwerk angelegt, das durch Steifrahmen mit den Hauptbogen-trägern verbunden ist und an das die Fahrbahnquerträger längspendelnd aufgehängt sind (Fig. 890). Auf solche Weise hat man eine Längenänderung der Fahrbahn ermöglicht. An den beiden Überschneidungsstellen stützen sich das Hilfsfachwerk

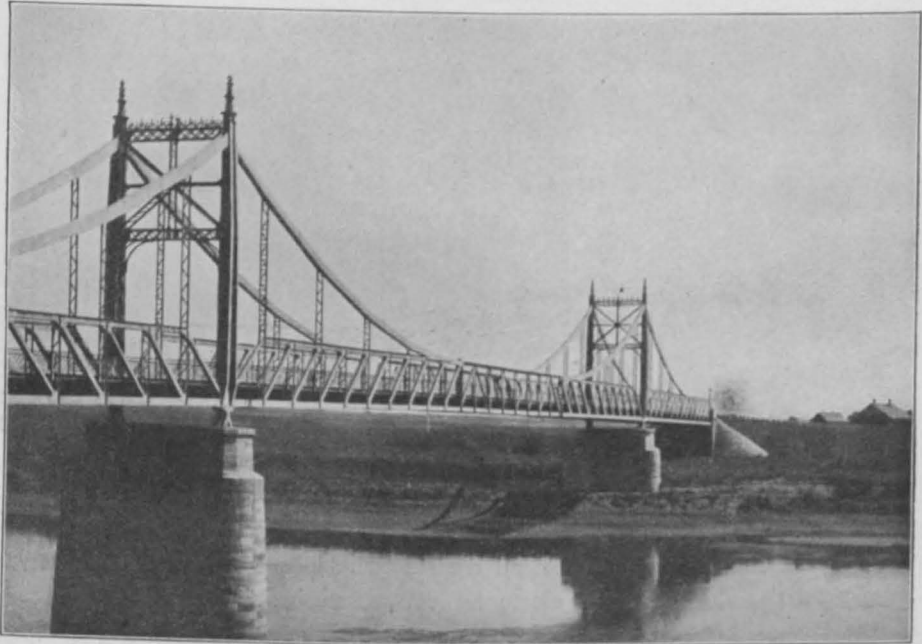


Fig. 882. Theißstraßenbrücke bei Tokay (Ungarn). 1895—1896.

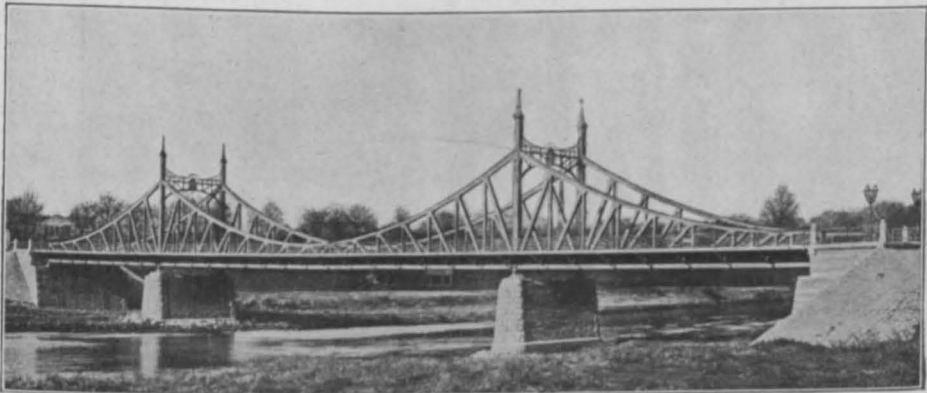


Fig. 883. Straßenbrücke über die Oder in Ratibor. 1903.

und der Fahrbahnwindverband auf den als Auslegeträger ausgebildeten Windverband der Bogenuntergurte zwischen den Kämpfern und der Fahrbahnebene.

Die Kaiser Wilhelm-Brücke bei Müngsten (Fig. 891) überschreitet das Wuppertal in einer Höhe von 107 m. Ihrer Höhe nach steht die Brücke an vierter Stelle. Größere Höhen besitzen:

1. Siouletalbrücke bei Vauriat in Frankreich (Tab. 33), 132,5 m,
2. Brücke über den Vaurfluß in Frankreich (Tab. 37), 127,0 »
3. Garabittalbrücke in Frankreich (Tab. 30), 120,0 m.

Die 240 m hoch über dem Spiegel der Viktoriafälle liegende Fahrbahn der Zambesibrücke (Tab. 37, Nr. 6) kommt nicht in Betracht, weil es sich hier nur um solche Brücken handelt, deren Pfeiler in dem Tale, das sie überbrücken, gegründet sind.



Fig. 884. Straßenbrücke über den Bahnhof Gesundbrunnen in Berlin, genannt Swinemünder Brücke. 1903—1904.

Das 170 m weite Mittelfeld der Wupperbrücke schließt sich nach beiden Bergseiten an Gerüstpfeilerbrücken (108). Seine Aufstellung erfolgte ohne feste Arbeitsgerüste und *zum ersten Male in der Welt derart, daß die nach erfolgtem Bogenschluß im Scheitel tatsächlich vorhandenen Stabkräfte mit den vorberechneten Zahlen des Entwurfes übereinstimmten*. Näheres über die lehrreichen Einzelheiten der Ausführung dieses großartigen Bauwerkes³⁷¹ wird dem II. und III. Bande vorbehalten.

Die Fahrbahn der Kornhausbrücke über die Aare in Bern wird durch Wandpfeiler (108) auf die beiden Hauptbogenträger übertragen. Die Windverbände liegen zwischen den Bogenuntergurten und den Randträgern der Fahrbahn. Zu

³⁷¹ DIETZ, Die Kaiser Wilhelm-Brücke über die Wupper. 1904. Zwei Bände.

beiden Seiten der Hauptöffnung schließen sich kleinere Öffnungen an, die mit parabelförmig gekrümmten Blechbogen überspannt sind (Fig. 892).



Fig. 885. Das Innere der Swinemünder Brücke (Fig. 884).

Die wirkungsvolle Gesamtanordnung der *Rheinstraßenbrücke zwischen Bonn und Beuel* mit ihrem hochaufstrebenden, weitgespannten Mittelbogen, dessen Stützweite damals im Bogenbrückenbau nur durch die Cliftonbrücke übertroffen wurde, hat einen entschiedenen Anstoß zur Verbreitung der Bogenbrücken in Deutschland und im Auslande gegeben. Die Mittelöffnung hat zwei Windverbände erhalten, von denen der eine die Bogenträger, der andere die Fahrbahn entlastet. Der erstgenannte liegt in den beiden ersten an die Kämpfer stoßenden Feldern im Bogen-

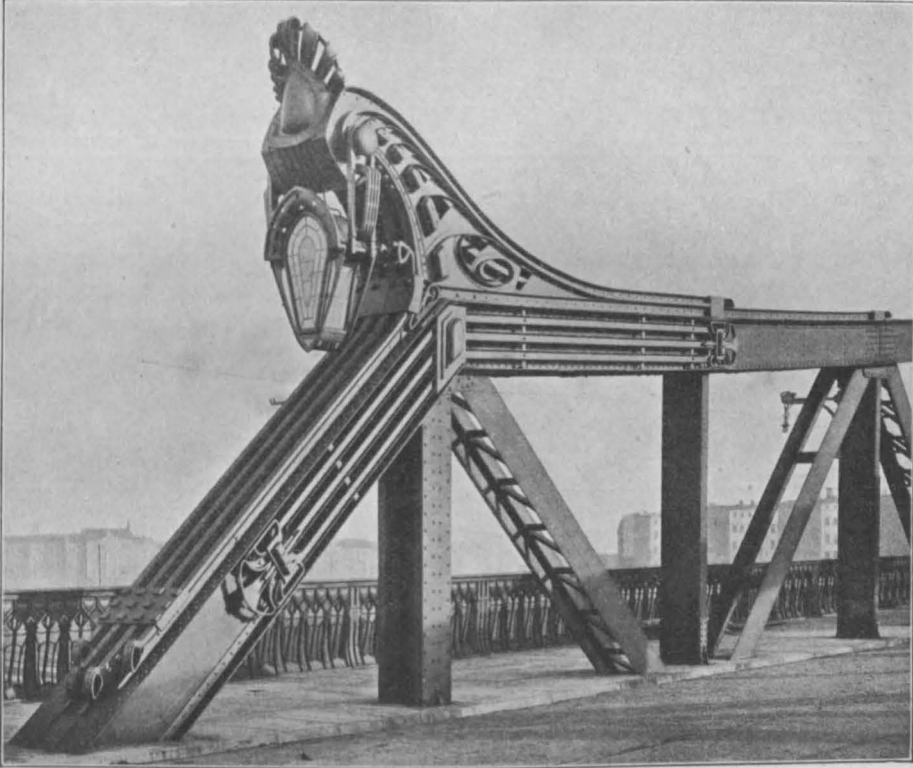


Fig. 886.

Ausschmückung des Einganges der Swinemünder Brücke (Fig. 884).

untergurt, in den übrigen Feldern im Obergurt. Die Übertragung dieser Windkräfte erfolgt durch den Portalrahmen (Fig. 206, S. 191 u. Fig. 893), der steif, mit vollen Blechwänden, Obergurt und Untergurt verbindet. Der Windverband in der Fahrbahn, der zwischen besonderen Randgurten angeordnet ist, durfte nicht ununterbrochen über die ganze Länge des Mittelbogens durchgeführt werden, weil er sonst von dessen Bogenkraft beeinflusst worden wäre. Deshalb wurde er als ein wagerecht liegender Träger angeordnet, dessen seitliche Teile sich einerseits in den Portalknotenpunkten auf den Windverband der Bogenuntergurte stützen und anderseits auf den Pfeilern längsbeweglich gelagert sind.

Die *Bonner Rheinbrücke*³⁷² ist nicht allein in technischer Beziehung eine bedeutende Leistung, sondern auch in Rücksicht auf ihre künstlerische Ausgestaltung ein hervorragendes Werk (Fig. 206, S. 191, Fig. 893 u. 894). Wenn amerikanische Kritiker ihre architektonischen Einzelheiten bespöttelt haben³⁷³, so rührt das wohl von mangelndem Verständnis für deutsche Eigenart her und auch von einem Mißverstehen einiger bildnerischer Zutaten, die besonders dem rheinischen Humor Rechnung tragen. Ich will dem amerikanischen Spötter mit einer Gegenkritik der Eisenbauten jenseits des Ozeans nicht aufwarten, so lohnend das in manchen Fällen auch wäre.

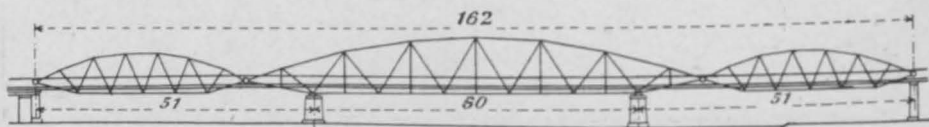


Fig. 887. Überführung der Tolbiacstraße über die Gleise der Orléansbahn (Paris). 1896.

Die *Rheinstraßenbrücke in Düsseldorf* (Fig. 895) nimmt die elektrische Kleinbahn Düsseldorf-Krefeld auf und gleicht in ihren Überbauten wesentlich der Bonner Brücke. Ihre Torbauten, nach dem Entwürfe von Prof. SCHILL, sind in einfachen Renaissanceformen gehalten. Der mittlere Stropfpfeiler wird an der stromaufwärts gelegenen Seite von einem mächtigen Anker und Wappenschild haltenden Löwen bekrönt.

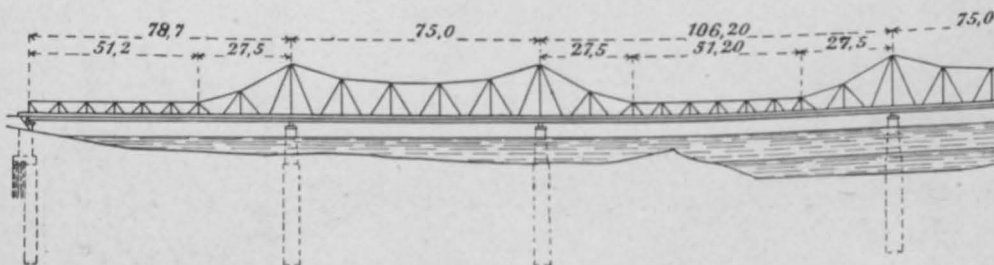


Fig. 888. Straßenbrücke über den roten Fluß in Tonkin. 1898.

Die *Straßenbrücke über die Süderelbe in Harburg* (Fig. 848, S. 665) ist eine *Bogenbalkenbrücke*. Ihre sechs Vorlandöffnungen werden mit Parallelträgern überspannt, von denen je zwei auf einem Pfeiler ein gemeinsames Lager haben, wodurch die Pfeiler nur in ihrer lotrechten Schwerachse belastet werden. In den Bogenöffnungen liegt zwischen den Obergurten ein Windverband, dessen Stützkkräfte durch die Portalrahmen in die Pfeiler geleitet werden. Ein zweiter Windverband, dem die an den beweglich gelagerten Querträgern aufgehängten Zugbänder als Gurte dienen, liegt unter der Fahrbahn.

³⁷² Die Bonner Rheinbrücke. Festschrift, den Teilnehmern an der Eröffnungsfeier dargebracht von der Stadt Bonn. 1898.

³⁷³ Ein amerikanisches Urteil über die Rheinbrücke in Bonn. Zentralblatt der Bauverw. 1899. S. 314. — Engineering News. 1899. S. 16.

Bewegliche Lagerungen von Querträgern sind bei *geschlossenen Überbauten* (46) zuerst 1882—1883 für die *Rheinbrücke bei Reenen* in der holländischen Staats-

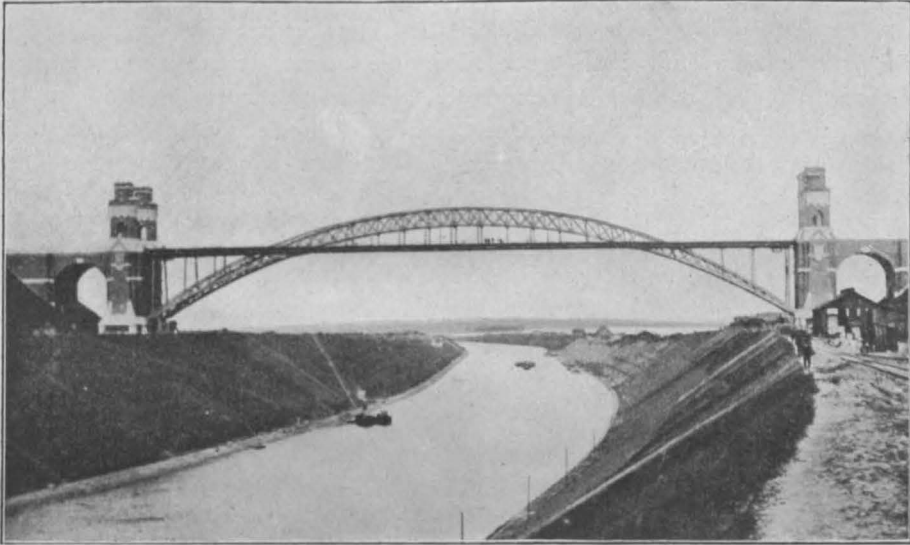


Fig. 889. Straßen- und Eisenbahnbrücke über den Nordostseekanal bei Grünenthal.
1891—1892.

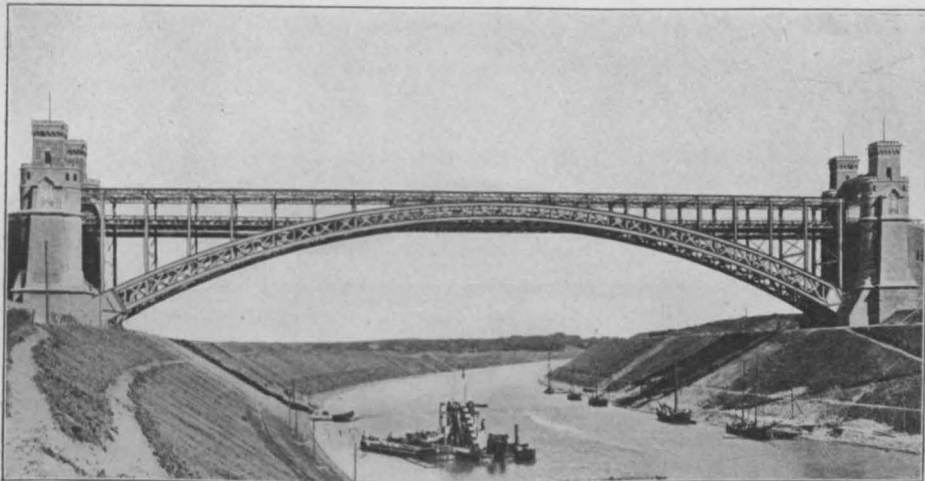


Fig. 890. Straßen- und Eisenbahnbrücke über den Nordostseekanal bei Levensau.
1893—1894.

bahnstrecke Amersfoort-Nymwegen verwendet worden. Später wurden sie bei den russischen Eisenbahnbrücken eingeführt³⁷⁴. Bei der Fordoner Brücke (S. 683)

³⁷⁴ MEHRTENS, Freie Auflagerung der Fahrbahn eiserner Balkenbrücken. Stahl und Eisen. 1896. — BELELUBSKY, Aus der Praxis des Baues eiserner Brücken. II. Rigaer Ind.-Zeitung. 1896. Nr. 4—7.

waren sie im Entwurfe vorgesehen, wurden aber höheren Orts nicht genehmigt. Weiteres hierüber bei der Besprechung des Baues der *Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Worms*.

Die *Straßenbrücke über den Rhein bei Worms* besitzt die erste sogenannte *freigestützte* Fahrbahn, nach einer Idee, die zuerst durch den Entwurf der Gesellschaft Harkort für die Bonner Rheinbrücke bekannt geworden ist. Die Fahrbahn liegt oben und ihre Querträger sind durch Pendelstützen mit den beiden Hauptbogenträgern verbunden. Der Fahrbahn-Windverband lagert längs-

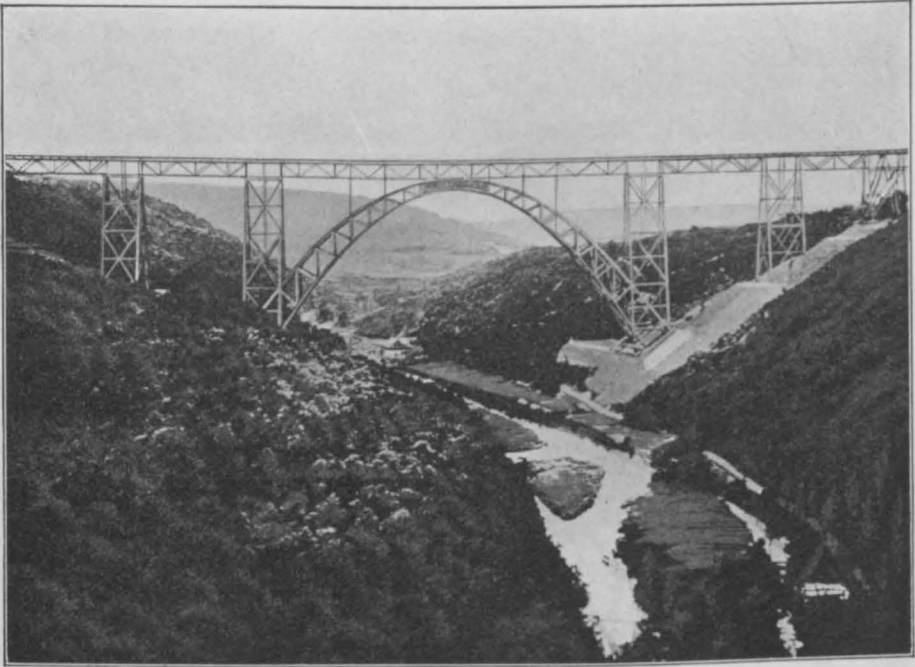


Fig. 891. Kaiser Wilhelm-Brücke über das Wuppertal bei Müngsten.
Bahnlinie Remscheid-Solingen. 1893—1897.

beweglich auf den Pfeilern. Ein zweiter Windverband liegt zwischen den Bogenuntergurten, die außerdem in allen Feldern durch Querverbände gegeneinander versteift sind.

Die *Eisenbahnbrücke über den Rhein in Worms* ist eine *Bogenbalkenbrücke mit freischwebender Fahrbahn*. Deren Idee rührt ebenfalls von der *Gesellschaft Harkort* her, die damit zuerst in ihrem preisgekrönten Entwurfe für die Bonner Brücke hervor getreten ist (1894). Zuerst ausgeführt hat die Gesellschaft Harkort die freischwebende Fahrbahn beim Bau der Moselbrücke bei Trarbach (Fig. 912), von welcher weiterhin noch die Rede ist.

Der eigentliche freischwebende Teil der Fahrbahn erstreckt sich auf die Länge des Zugbandes, das mit der Fahrbahn nicht fest verbunden sein darf, um diese durch seine Längenänderungen nicht zu beeinflussen. Dementsprechend sind bei

der Wormser Brücke, wo das dicht unter der Fahrbahn liegende Zugband den Bogenträger am Ende des ersten Bogenfeldes schneidet, längsbewegliche Fahrbahn-Unterbrechungen angeordnet. Dagegen ist die Fahrbahn jedes Bogenendfeldes mit dem Haupttragwerk (44) fest verbunden. Bei aller Unabhängigkeit zwischen dem Haupttragwerk und der beweglichen Fahrbahn müssen beide zur Übertragung der Wind- und Bremskräfte (25—26) in Abhängigkeit von einander gehalten werden. Deshalb wird die Fahrbahn in der Querrichtung wie in der Längsrichtung unverschieblich zum Haupttragwerke festgelegt, ohne daß gegenseitige Beeinflussungen erzeugt werden können.

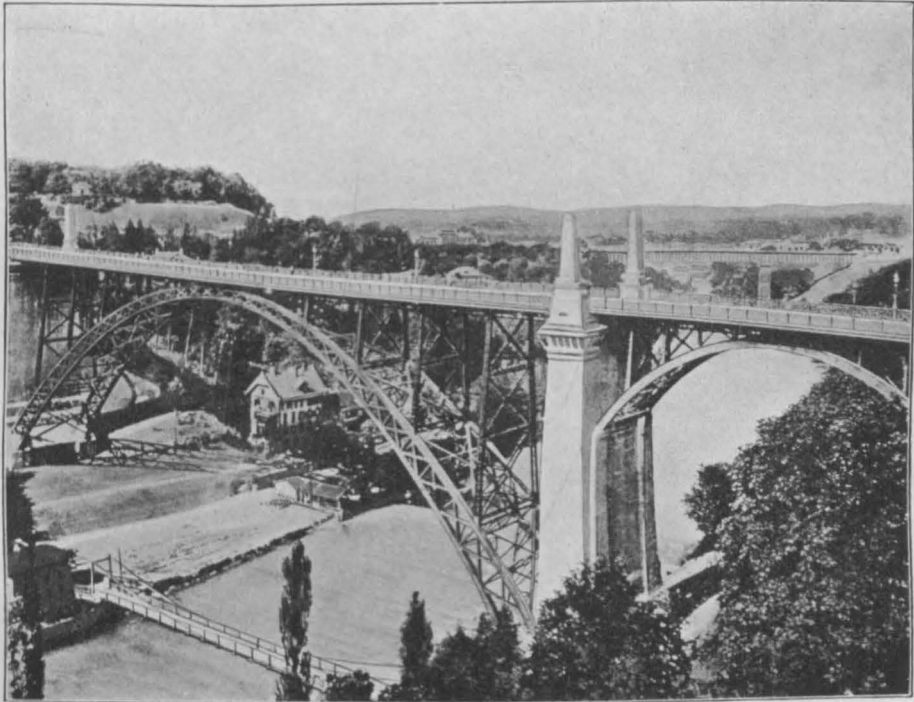


Fig. 892. Kornhaus-Strassenbrücke über die Aare in Bern. 1895—1898.

Unten der alte Kettensteg (Fig. 493, S. 424).

Die von der Fahrbahn und ihren Fahrzeugen aufgenommenen Windkräfte werden durch die Querträger unmittelbar in den unteren Windverband geleitet, der zwischen den Zugbändern (als Gurten) angeordnet ist. Zu diesem Zwecke erhalten die Querträger an beiden Enden besondere mit Druckstücken ausgestützte Ansätze, die sich gegen die Anschlußbleche der Windverbandknoten lehnen. Um die *Bremskräfte* zu übertragen, ist der mittlere Querträger gegenüber den Zugbändern durch Knaggen festgelegt unter entsprechender Versteifung der Fahrbahn und der Wandstäbe des mittleren Windverbandfeldes. Die Zugbänder sind gelenkartig an den Querträgern aufgehängt. Einzelheiten folgen im II. Bande.

3. Unter den in der Tabelle 36 aufgeführten *ausländischen Bogenbrücken* zeichnen sich in erster Linie die beiden *Niagarabrücken*³⁷⁵ durch ihre Großartigkeit und musterhafte Herstellungsweise aus (Fig. 175—176, S. 173, Fig. 229, S. 207 u. Fig. 896), über die der II. Band Näheres bringen wird. Beide Brücken werden auch zu den Auslegerbogenbrücken gerechnet, weil bei beiden, wie die Abbildungen auf S. 173 und S. 715 erkennen lassen, zwischen einem Bogenende und dem zugehörigen Uferrande je eine Balkenbrücke eingeschaltet ist. Deren Balkenträger sind aber keine eigentlichen »Schwebeträger«, weil keiner ihrer Stützpunkte freischwebt.

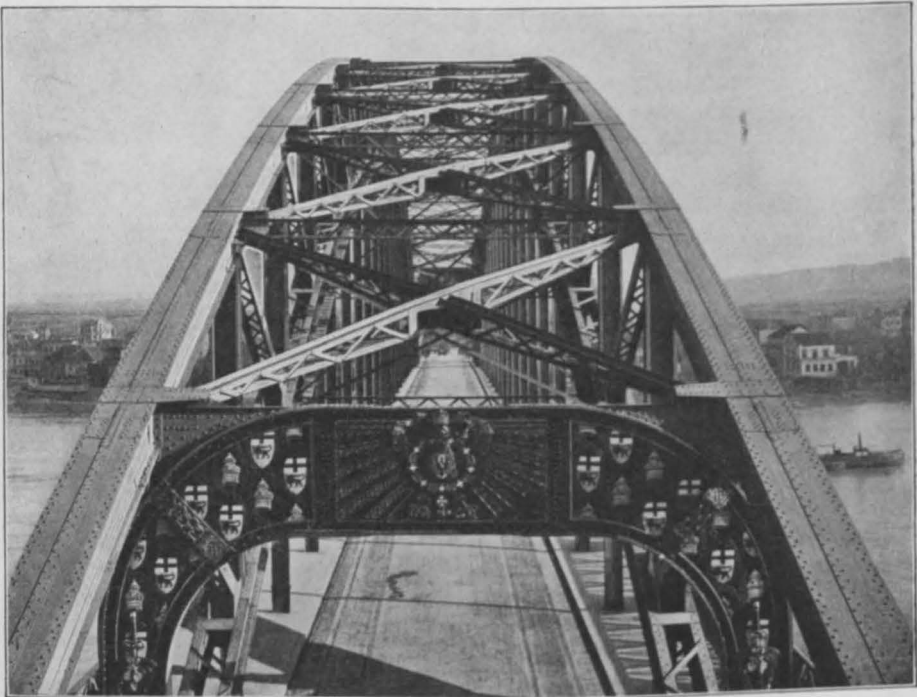


Fig. 893. Portal am rechten Ufer der Rheinstraßenbrücke zwischen Bonn und Beuel. 1897—1898.

Die *Alexanderbrücke über die Seine in Paris* ist in verschiedener Hinsicht ein Ausnahmebauwerk, wie es sobald wohl nicht wieder geschaffen werden wird. Ihr *Pfeilverhältnis* von 1 : 17,2 ist das kleinste aller Bogenbrücken der Welt. Es wurde bedingt durch die von den Erbauern als unerlässlich hingestellte Forderung, die Seine mit einem einzigen Bogen und obenliegender Fahrbahn von 40 m Breite zu überspannen. Als Haupteingangstor für die Weltausstellung von 1900 wurde die Brücke in kostbarster und reichster Weise architektonisch und bildnerisch ausgeschmückt, wie es die Abbildungen in den Fig. 897—900 zu erkennen geben.

³⁷⁵ BARKHAUSEN, Die Bogenbrücke über die Niagara-Stromschnellen. Zeitschr. des Ver. Deutscher Ing. 1898. Nr. 40. S. 1105. — KUNZ, Die neue Straßenbrücke über den Niagarafluß. Zeitschr. des Österr. Ing.- und Arch.-Ver. 1899. S. 477.

In baulicher Beziehung ist die *Herstellung der Bogen* der Alexanderbrücke besonders lehrreich³⁷⁶. Von den 15 Hauptbogenträgern liegen sieben unter der 20 m breiten Straßenbahn, je vier unter den beiderseitigen, 10 m breiten Fußsteigen. Aus Schönheitsrücksichten haben die beiden Stirnbogen I-förmigen, die dazwischen liegenden 13 Träger C-förmigen Querschnitt (bei 5 cm Stegstärke) erhalten. Jeder Bogen ist in ähnlicher Weise, wie es schon bei den ältesten gußeisernen Bogenbrücken (61 u. 63, S. 273 u. 285) geschehen ist, aus einzelnen mit einander verbolzten Wölbstücken aus *Stahlformguß* zusammengesetzt. Für diese



Fig. 894. Portal am linken Ufer der Rheinstraßenbrücke zwischen Bonn und Beuel. 1897—1898.

etwas sonderbare Bauweise werden allerlei, bei näherer Betrachtung nicht recht stichhaltige Gründe angegeben —, wie die Notwendigkeit, die Schifffahrt auf der Seine nicht zu unterbrechen, besserer Rostschutz dem gewalzten Flußmetall gegenüber, und andere mehr. Wegen der großen Schwierigkeiten derartige Stahlstücke alle durchweg gleichartig zu gießen und zu verbinden, hätte man wohl trotzdem besser von deren Verwendung absehen sollen.

Ständer, Randgurte und Fahrbahnträger der Alexanderbrücke sind aus Walzflußeisen hergestellt. Die Fahrbahnplatte wurde aus 1 cm starkem, durch untergenietete □-Eisen verstärktem Stahlblech gebildet.

³⁷⁶ RÉSAL et ALBY, Notes sur la construction du pont Alexandre III. Auszug aus den Annal. des ponts. 1898—99. Paris 1900.

Tabelle 37. Übersicht der bemerkenswerten Bogen-
mit mindestens einer Öffnung

Nr.	Zeit des Baues	Name und Lage der Brücke	Entwurfverfasser Ausführendes Werk	Öffnungen	
				Zahl	Weite m
1	1898—1901	Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Worms (Linie Worms-Holheim)	FRENTZEN, SCHNEIDER Gesellschaft Harkort	2 1 17	102,20 116,80 34,9 bis 38,7
2	1899—1901	Königs-Straßenbrücke über die Elbe in Magdeburg	EBERLEIN HOLZMANN & Co. Gesellschaft Union	1	135,00
3	1896—1902	Eisenbahnbrücke über den Viaurfluß im südwestlichen Frankreich (Linie Carmaux-Rodez)	BODIN Gesellschaft Batignolles, Paris	1 2	221,30 95,40
4	1902—1903	Kaiserbrücke über den Rhein bei Mainz	Die Gesellschaften Nürnberg und Union- Dortmund	2 2 1 6	116,80 107,20 93,80 39,20
5	1904—1905	Austerlitzbrücke über die Seine in der Metropolitain-Bahn von Paris	Société de Constructions de Lavallois-Perret	1	140,00
6	1904—1905	Eisenbahnbrücke über die Viktoriafälle des Zambesi in Rhodesia (Cap-Cairo-Bahn)	DOUGLAS, METCALFE Cleveland and Bridge Co., Darlington	1	152,00
7	1905—1907	Straßenbrücke über die Memel in Tilsit	BEUCHELT & Co., Grünberg i. Schl.	3 1 1	105,60 49,28 27,72
8	1906—1907	Oakland-Straßenbrücke in Pittsburgh (Pennsylvanien)	BRUNNER, WHITED Fort Pitt Bridge Works	1	134,20
9	1906—1907	Straßenbrücke über die Oder bei Beuthen	BEUCHELT & Co., Grünberg i. Schl.	1 11	101,76 35,34
10	1906—1908	Brücke über die Angerschlucht auf der Tauernbahn (Linie Schwarzach-St. Veit)	HAGEN Grazer Brückenbau- anstalt	1	110,00
11	1906—1908	Jungbuschbrücke über den Neckar in Mannheim	Gesellschaft Nürnberg HOLZMANN & Co.	1	114,00
12	1908 im Bau	Eisenbahnbrücke über den Rhein in Köln (Südbrücke)	Kgl. Eisenbahndirektion Köln Gesellschaft Harkort	1 2 3	165,00 101,50 56,00

und Auslegerbogenbrücken im 20. Jahrhundert,
von über 100 m Weite.

Hauptträger		Zahl der Gleise	Bauart der Brückenträger	Pfeil- verhält- nis	Abbildungen und Literatur- quellen	Nr.
Mitten- abstand m	Zahl					
9,00	2	2	Wie Nr. 12 Tabelle 36. Ständerfachwerk.	1 : 6,32 1 : 9,15	Deutsche Bauzeitung. 1900. S. 585.	1
11,00	2	—	Nicht parallele Bogengurte mit Kämpfergelenken. Thomasmetall.	1 : 7,10	Fig. 173, S. 168. Fig. 901 u. 902.	2
5,90 19,31	2	1	Auslegerbogen mit drei Gelenken. $\frac{1}{4}$ schräg stehende Hauptträger. 70 m lange Ausleger mit Endschwebeträgern. Höhe 127 m. Flußmetall.	1 : 4,10	Fig. 903. Génie civil 1903. Bd. 43.	3
8,80	2	2	Bogenfachwerk mit Zugband in den Stromöffnungen. Nebenöffnungen: Parallelträger mit einteiligem Strebenfachwerk. Bahn oben.	1 : 5,80 1 : 5,75 1 : 5,00	Fig. 204, S. 189. Fig. 904 u. 905. Deutsche Bauzeitung. 1903.	4
7,80	2	2	Auslegerbogen mit drei Gelenken. Liegt etwa 200 m oberhalb der gewölbten Austerlitzbrücke (S. 285). Flußmetall.	1 : 7,00	Fig. 906. Génie civil. Eng. in News. 1905.	5
oben 8,20 unt. 17,50	2	2	Bogenfachwerk mit Kämpfergelenken. $\frac{1}{8}$ schräg stehende Hauptträger. 140 m hoch über dem Wasserspiegel der Felsenschlucht. Aufstellung ohne feste Gerüste. Flußmetall. 1,06 m Schmalspur.	1 : 5,56	Railway Gaz. Schweiz. Bauz. 1906.	6
9,76 9,67	2	—	Hauptöffnungen: Bogenfachwerk mit Kämpfergelenken und Zugband. Große Nebenöffnung: LANGER-Träger mit Mittengelenk. Kleine Öffnung: Parallelträger. Mit Klappbrücke von 12 m Weite.	1 : 6,75 1 : 8,20	Deutsche Bauzeitung. 1907.	7
6,15	2	—	Kreisbogengurte ohne Gelenke. Einteiliges Strebenfachwerk. Statisch bestimmte Aufstellung mit Hilfe von Kniehebelpressen. Basisches Martinmetall.	1 : 6,30	Engin. News. 1907. I. 528.	8
6,64	2	—	Bogenfachwerk mit Kämpfergelenken und	1 : 6,60	—	9
6,60	2	—	Zugband und anschließenden Parallelträgern.			
5,60	2	1	Bogenfachwerk mit zwei Gelenken. Ständerfachwerk.	1 : 12,0	Allg. Bauzeitung für den öff. Bau- dienst in Wien.	10
3,40 bis 4,00	4	—	Blechbogen mit Kämpfergelenken. Bahn oben. Zwei Seitenöffnungen von je etwa 60 m Weite mit Betongewölben überdeckt, übertragen die Bogenkräfte der Mittelöffnung. Eisengewicht 1200 t.	1 : 16,3	Deutsche Bauzeitung. 1908. S. 266.	11
—	2	2	Drei Hauptöffnungen: Auslegerbogen-träger. Gelenke in den Seitenöffnungen. Bahn unten. — Flutöffnungen: Bogen-träger mit Kämpfergelenken, Bahn oben.	1 : 6,20 1 : 6,70 1 : 10,0	Fig. 907 u. 908.	12

4. Die Tabelle 37 verzeichnet sechs Straßen- und ebensoviel Eisenbahnbrücken aus dem 20. Jahrhundert, von denen drei Auslegerbogenbrücken sind (Nr. 3, 5 u. 12). Acht Bauwerke sind deutschen Ursprunges, zwei liegen in Frankreich und je eins in Nordamerika und Südafrika. Drei der deutschen Bauwerke sind *Bogenbalkenbrücken* (mit Zugband). Die Auslegerbogenträger der beiden französischen Brücken besitzen drei Gelenke, die amerikanische Brücke (Nr. 8) hat keine Gelenke. Alle übrigen (deutschen) Brücken sind mit Kämpfergelenken ausgerüstet.

Das *Pfeilverhältnis* liegt zwischen den Grenzen 1 : 4,1 bis 1 : 16,3. Überall sind nur zwei Hauptträger vorhanden, die bei der Viaür- und Zambesibrücke (Nr. 3 u. 6) schräg gestellt sind. Da sämtliche Brücken aus neuester Zeit stammen, außerdem zum Teil, wie bei der im Bau begriffenen Kölner Rheinbrücke, deren ausführliche Beschreibungen noch nicht vorliegen, so beziehe ich mich an dieser Stelle auf die



Fig. 895. Straßenbrücke über den Rhein bei Düsseldorf. 1897—1899.

Abbildungen in den Fig. 901—908 und die Angaben der Tabelle 37 unter Vorbehalt weiterer Erläuterungen im II. Bande.

5. Unter den Bogen- und Auslegerbogenbrücken *von kleineren Weiten als 100 m* gibt es viele, die es verdienen würden, ihrer Gesamtanordnung und baulichen Einzelheiten wegen hier besprochen zu werden. Aber der Raum-mangel verbietet dies, weshalb ich mich damit begnügen muß, einige der bemerkenswerteren dieser Bauwerke nur kurz zu erwähnen und durch Abbildungen zu veranschaulichen.

1892—1895. *Carolabrücke über die Elbe in Dresden*, KLETTE. Fig. 909. Drei Öffnungen (50—52,9 m). Dreigelenk-Blecbogen mit ausgesteiften Zwickeln. Einzelheiten folgen im II. Bande.

1895—1896. *Eisenbahn- und Straßenbrücke über die Sarthe bei Fillé in Frankreich* (Fig. 910). Die etwa 56 m weite Mittelöffnung wird durch Bogenfachwerke mit drei Gelenken (bei 5 m Pfeilhöhe) überdeckt, deren Umriß im Ober-

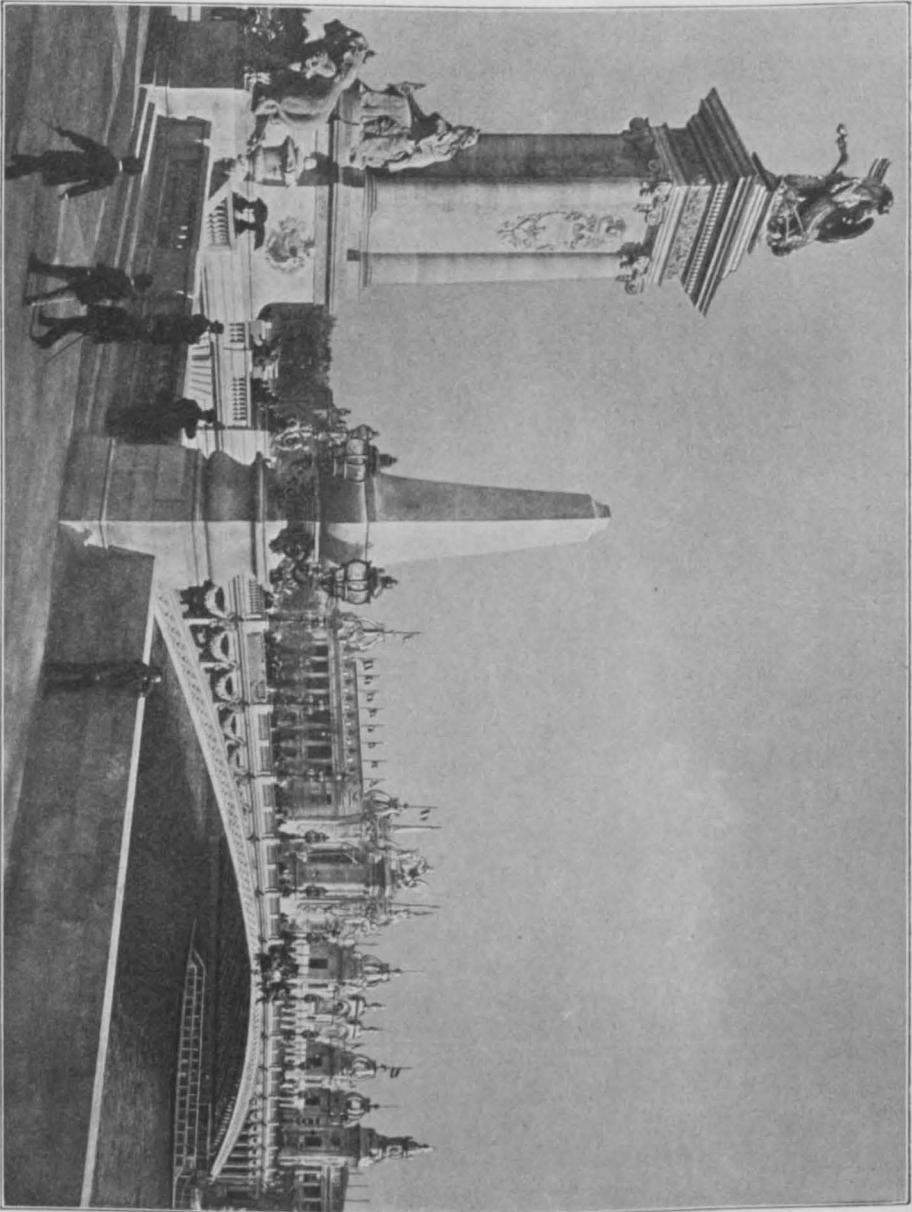
gurt durch eine Wagerechte und zwei Schrägen begrenzt ist, derart, daß der Gurtabstand dort am größten ausfällt, wo die größten Momente auftreten.



Fig. 896. Straßen- und Eisenbahnbrücke über die Stromschnellen des Niagara. Im Vordergrund die 1883 gebaute Auslegerbrücke.

An den wagerechten Obergurtteil schließt sich zu beiden Seiten ein Balkenträger.

Fig. 897. Alexander III. - Straßenbrücke über die Seine in Paris. 1899—1900.



1895—1896. *Mirabeaubrücke über die Seine in Paris.* Fig. 911. Eine Mittelöffnung von 93,2 m und zwei Seitenöffnungen von je 32,4 m Weite sind durch *Auslegebogenträger* überdeckt. Diese besitzen in der Mittelöffnung drei Gelenke. Ihre beiden Ausleger überspannen die Seitenöffnungen und sind mit Pendelstützen



Fig. 898. Architektonische und bildnerische Ausschmückung der Alexanderbrücke (Fig. 897).

auf den Endpfeilern gelagert. Jeder Bogenträger besitzt daher zwei Scheiben, zu deren Verbindung mit der Erdscheibe acht Stäbe vorhanden sind. Für die statisch bestimmte Verbindung waren (nach Gl. 56, S. 682)

$$v = (3 - 1) 3 = 6 \text{ Stäbe}$$

erforderlich. Das gibt also eine $8 - 6 = 2$ fache Unbestimmtheit der Stützung.

1897—1899. *Straßenbrücke über die Mosel zwischen Trarbach und Traben* (Fig. 912). Hier sind in den vier Öffnungen von je 54,45 m Stützweite Zug-



Fig. 899. Architektonische und bildnerische Ausschmückung der Alexanderbrücke (Fig. 897).
Im Hintergrunde der Eiffelturm und die Pariser Ausstellung 1900.

bänder mit freischwebender Fahrbahn vorhanden, deren Verbindung im wesentlichen, wie es bei der Wormser Eisenbahnbrücke erläutert wurde, angeordnet sind. Weil hier die Zugbänder zwischen den Kämpfergelenken liegen, so liegen die längsbeweglichen Enden der Fahrbahn auf den Pfeilern. Die Brückenmitte fällt

zwischen zwei Querträger, weshalb beide durch Knaggen gegen die Zugbänder festgelegt sind. Die bewegliche Aufhängung der Querträger ist nicht wie bei der Wormser Brücke mit Hilfe von Gelenkbolzen hergestellt, sondern durch Vernieten der Querträger mit Hängestangen, die sich ihres kleinen Querschnittes wegen in der Trägerebene ausreichend elastisch biegen, um den Bewegungen der Querträger folgen zu können.

1899. *Straßenbrücke über den Elbe-Trave-Kanal bei Mölln.* (Fig. 913.) Die Auslegebogenträger schließen sich hier dem Kanalquerschnitt günstig an. Ursprünglich war der Mittelbogen mit drei Gelenken versehen worden. Als sich aber nach erfolgter Probelastung der Brücke das *Scheitelgelenk sehr beweglich erwies*, hat man es zweckmäßigerweise durch völlige Vernietung beseitigt. Weil in jedem Auslegerarm — wie bei der Viaurbrücke (Fig. 902) — kurz vor deren Lager auf den Endpfeilern ein gelenkig angeschlossener *Schleppträger* liegt (S. 11 u. 640), so waren ursprünglich (mit der Erdscheibe) zusammen fünf Scheiben vorhanden. Also nach Gl. 56 (S. 682) mußten für statisch bestimmte Stützung

$$v = (5 - 1) 3 = 12$$

Verbindungsstäbe eingelegt werden. Das sind die fünf Gelenke und zwei einstäbige Stützen auf den Endpfeilern. Ursprünglich war demnach die Verbindung der Auslegebogenträger mit der Erde statisch bestimmt. Nach erfolgter Vernietung des Scheitelgelenkes ist jedoch eine einfache Unbestimmtheit entstanden.



Fig. 900. Bildwerk auf dem Sockel einer Eingangssäule der Alexanderbrücke (Fig. 898).

- 1899—1900. *Viergleisige Eisenbahnbrücke über die Elbe in Dresden.* KÖPCKE und KRÜGER. Fig. 914. Drei Hauptöffnungen von je 65,8 m und zwei kleinere Seitenöffnungen. Diese werden von *durchgehenden Bogenträgern* mit geraden Obergurten überdeckt. Die *Bogenkraft von etwa 1000 t* wird durch einen im Altstädter Widerlager verborgenen, belasteten Dreigelenkträger *auf künstliche Weise* erzeugt. Eine Bauweise, die nach der auf S. 579 gegebenen Begründung wenig praktische Bedeutung hat.
- 1897—1903. *Die Troitskybrücke über die Newa in St. Petersburg* (Fig. 915 u. 916) liegt bei der kleinen Troitskykirche, die von Peter dem Großen gebaut wurde. Sie ist eine *Auslegerbogenbrücke* mit fünf Öffnungen. An die große Mittelöffnung von 96,5 m Weite stoßen zu beiden Seiten je zwei Öffnungen von 76,5 und 53,5 m Weite. Außerdem ist eine elektrisch betriebene Drehbrücke



Fig. 901.

Königs-Straßenbrücke über die Elbe in Magdeburg. 1899—1901.



Fig. 902.

Portal der Königsbrücke in Magdeburg.

vorhanden. Die Mittelöffnung besitzt *zweiarmige*, die beiden Endöffnungen *einarmige* Auslegerbogenträger mit Scheitelgelenk. In den an die Mittelöffnung stoßenden beiden Öffnungen stützt sich je ein *Schwebeträger* gelenkig auf die Auslegerenden der Mittel- und einer Endöffnung (Fig. 915). Die Brücke ist 23,5 m breit und ihre Bahn wird in jeder Bogenöffnung von acht Hauptträgern getragen³⁷⁷.

1900—1903. *Hansabrücke über die Oder in Stettin* (Fig. 917). Zwei feste Seitenöffnungen von je 40 m Weite und eine zweiarmige, elektrisch betriebene Klappbrücke von 17,5 m Durchfahrtweite.

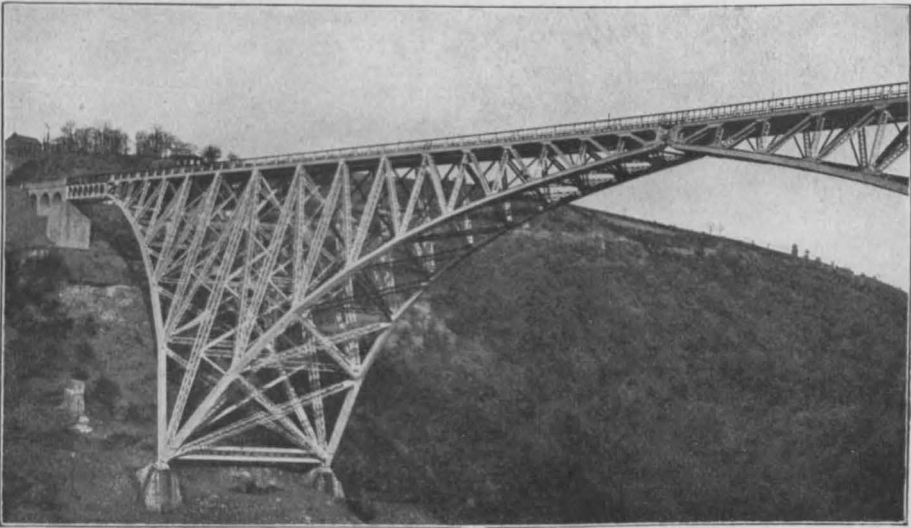


Fig. 903. Eisenbahnbrücke über den Viaurfluß. Linie Carmaux-Rodez (Südfrankreich). 1896—1902.

1903. *Straßenbrücke über die Enz in Pforzheim* (Fig. 918). Hier werden *Bogenbalkenträger* mit zwei *Kämpfergelenken* in der Gestalt derjenigen der Sarthe-Brücke (Fig. 910) für eine untenliegende Bahn mit Nutzen verwendet.

Die Bilderreihe der Bogen- und Auslegerbogenbrücken schließt mit den Fig. 919 und 920. Der bei Gelegenheit der Weltausstellung von 1900 über die Seine errichtete *Hilfsgehesteg zwischen der Alma- und der Jenabrücke*³⁷⁸ stützt sich auf Bogenträger, in deren Mittelöffnung der Steg aufgehängt ist, während er in den beiden Seitenöffnungen durch je einen auslegerartigen Halbbogen gestützt wird, wie es die Fig. 919 erläutert. Zwischen den Pendelstützen, auf denen die Halbbogen der Seitenöffnungen ruhen, wirken die *Längsträger der Bahn als Zugbänder* und sind deshalb auch nicht mit den Bogen der Mittelöffnung verbunden. Das Tragwerk

³⁷⁷ Le pont Troïtsky à Petersbourg. Génie civil 1904. Bd. 46. S. 313.

³⁷⁸ BERNHARD, Die Weltausstellung in Paris 1900. Brücken- und Eisenkonstruktionen. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure. 1900. S. 1043.



Fig. 904. Kaiser-Strassenbrücke über den Rhein bei Mainz. Südlicher Arm.
1902—1903.



Fig. 905. Kaiser-Strassenbrücke bei Mainz (Fig. 904). Nördlicher Arm.
1902—1903.

ist danach *zweifach statisch unbestimmt*, was wie folgt nachzuweisen ist: Die drei Bogenscheiben müssen bei statischer Bestimmtheit mit der Endscheibe durch

$$v = (4 - 1) 3 = 9 \text{ Stäbe}$$

verbunden werden. Sie sind aber verbunden durch

2 zweifache Gelenke	= 8 Stäbe
2 Pendelstäbe	= 2 „
1 Zugband	= 1 Stab
zusammen 11 Stäbe.	

BERNHARD³⁷⁸ gibt irrtümlich eine dreifache Unbestimmtheit an.

Die neue *Vauxhallbrücke in London*³⁷⁹ trat an die Stelle der alten gußeisernen Bogenbrücke, die in Fig. 329 S. 292 abgebildet ist.



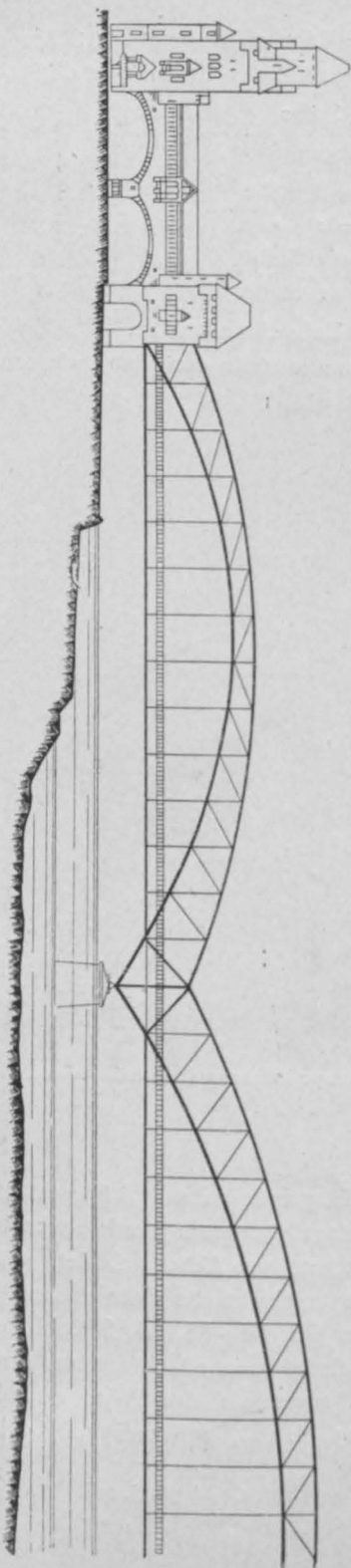
Fig. 906. Austerlitzbrücke über die Seine in der Metropolitanbahn (Stadtbahn) von Paris. 1904—1905.

114. Hängebrücken.

1. Aus der Schilderung der Anfänge des Hängebrückenbaus (§ 6) geht hervor, wie die ersten sachgemäß ausgebildeten Hängebrücken in Nordamerika und England entstanden. Zuerst wurden die Hängegurte aus *Ketten* gebildet, später traten an deren Stelle *Drahtseile*. Die weitere geschichtliche Entwicklung bis auf die Neuzeit ist in § 8 und § 9 beschrieben (75, 85—86, 94, 99). In den Tabellen 14, 15 und 16 (S. 366, 415 u. 418) findet man alle bemerkenswerten Kettenbrücken des 19. Jahrhunderts verzeichnet, soweit sie eine Weite von über 65 m aufweisen. Die Tabellen 21, 22 und 23 (S. 468, 498 und 508) geben

³⁷⁹ New Vauxhall bridge. Engineering. 1903. Bd. 95. S. 541. Bd. 96. S. 228.

Fig. 907. Eisenbahnbrücke über den Rhein in Köln. Kölner Seite. Im Bau.



eine Übersicht der bemerkenswerten *Kabelbrücken* des 19. und im Beginne des 20. Jahrhunderts. Die Tabellen lassen erkennen, wie in der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts mit alleiniger Ausnahme von Frankreich und der Schweiz, Kettenbrücken bevorzugt worden sind, während in der letzten Hälfte des Jahrhunderts die Kabelbrücken sich mehr und mehr verbreitet haben, namentlich für die Überbrückung großer Weiten. Seit 1870 ist im vorigen Jahrhundert keine bedeutende Kettenbrücke mehr gebaut worden. Dagegen sind in den Jahrzehnten von 1870 bis 1900 nicht weniger als acht Kabelbrücken mit mehr als 150 m Weite der Mittelöffnung entstanden, abgesehen von der großen Zahl mit kleineren Weiten. Davon liegen die meisten in Frankreich, die vier, aus der Zeit von 1870 bis 1900 für Nordamerika verbleibenden Kabelbrücken sind jedoch von größerer Bedeutung als die französischen Bauwerke. Es sind:

	größte Weite
1875—1877. Neue Mississippibrücke bei Minneapolis	205,0 m
1870—1883. Alte Eastriver-Brücke in New York (S. 491)	487,7 »
1895. East Liverpoolbrücke über den Ohio (S. 503)	214,9 »
1896-1903. Williamsburgbrücke über den Eastriver New York (S. 504).	487,7 »

Im 20. Jahrhundert hat der Bau weitgespannter Kettenbrücken unter dem erdrückenden Wettbewerb der Kabelbrücken und Auslegerbrücken fast ganz aufgehört. Nur der Bau der weitestgespannten Kettenbrücke der Welt, der *Elisabethbrücke über die Donau in Budapest* (Fig. 462, S. 403) bildet eine Ausnahme. Im internationalen Wettbewerbe um den Bau dieser Donaubrücke wurde eine Kabelbrücke nach dem Entwurfe von KÜBLER (Maschinenfabrik Esslingen) durch den ersten Preis ausgezeichnet (1892). Daran knüpfte sich ein ernster Wettkampf zwischen *Kette und Kabel*, der erst nach vierjährigem Schwanken der Bau-

verwaltung zugunsten der Kette entschieden wurde, obwohl KÜBLER und das beteiligte Kabelwerk von Felten & Guillaume in Mülheim am Rhein große Anstrengungen gemacht hatten, um ihre Pläne zu verwirklichen. KÜBLER legte zu diesem Zwecke auch noch den Plan einer *Auslegerkabelbrücke* vor (Fig. 921, S. 735), in welchem durch Einschalten von zwei an Ketten aufgehängten Auslegern die an den Kabelgurten hängende Fahrbahn, gegenüber dem ersten Entwürfe, um etwa 80 m Länge gekürzt war. Für die getroffene Wahl der Kette scheint wohl wesentlich mit der Wunsch maßgebend gewesen zu sein, den gesamten Brückenbau durch ungarische private und staatliche Werke herstellen zu können, was bei einer Kabelbrücke nicht möglich gewesen wäre.

Der Verlauf des Budapester Wettbewerbes hat auch schon gezeigt, wie bei einer Weite von etwa 300 m selbst der Bau einer *Auslegerbrücke* gegenüber einer Hängebrücke in Frage kommen kann, falls es sich allein um einen Kostenvergleich handelt. So hatte z. B. die Gesellschaft Nürnberg damals eine flußeiserne Auslegerbrücke vorgelegt, deren Kosten nach erfolgter Erhöhung durch das Preisgericht auf 7,72 Millionen Mark festgestellt worden waren, während die in gleicher Art nachgeprüften Kosten der mit dem ersten Preise gekrönten Kabelbrücke endgültig auf 9,09 Millionen Mark zu stehen gekommen sind.

Inzwischen haben sich auch bei andern Brückenwettbewerben Vorgänge abgespielt, die auf die Frage der *Bauwürdigkeit von Hängebrücken* im Vergleich mit andern Brückenarten, namentlich Bogen- und Auslegerbrücken, ein helles Licht werfen. Das sind zuerst die Wettbewerbe um die Rheinstraßenbrücken in Bonn und Worms (Tab. 36, Nr. 10 u. 13). In beiden Fällen siegten Bogenbrücken über Hängebrücken und Auslegerbrücken. In Bonn erhielt der Entwurf einer Kabelbrücke den zweiten Preis. Jedoch kam die mit dem ersten Preise gekrönte Bogenbrücke zur Ausführung nicht etwa, weil diese billiger zu haben gewesen wäre als jene, sondern hauptsächlich deshalb, weil man in Deutschland im Bau von Kabelbrücken noch so gut wie gar keine eigene Erfahrung gemacht hatte, obwohl die maßgebenden Personen darüber einig waren, daß die Kabelbrücke in der Rheinlandschaft eine mindestens ebenso wirkungs- und stimmungsvolle Erscheinung geboten haben würde, als die Bogenbrücke.

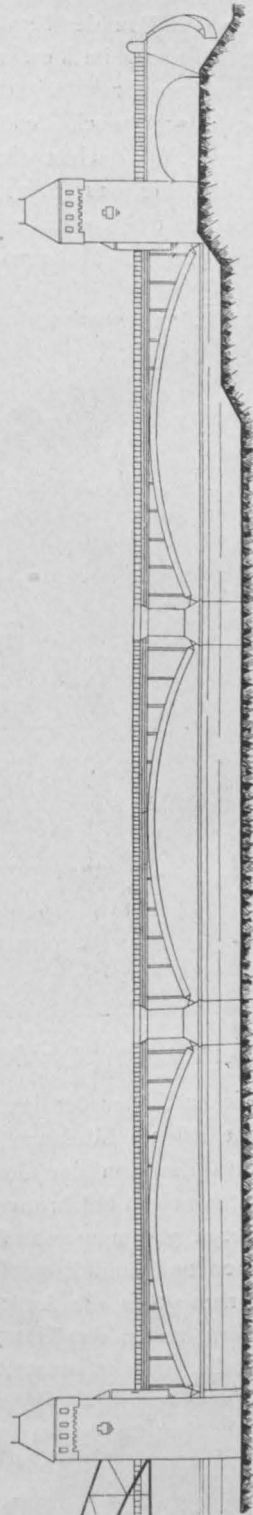


Fig. 908. Eisenbahnbrücke über den Rhein in Köln. Deutzer Seite. Im Bau.

Für den Bau der Straßenbrücke über den Rhein bei Worms hatte die Gesellschaft Nürnberg im Verein mit Grün & Bilfinger und Baurat Hofmann in Mannheim, neben ihrem mit dem ersten Preise gekrönten, zur Ausführung gelangten Entwurf auch noch den Entwurf einer *Nickelstahl*-Kettenbrücke vorgelegt, von welcher (S. 680) schon die Rede war, und deren Mittelöffnung 310 m weit geplant war (Fig. 922, S. 736). Das Gewicht der Kettenbrücke war auf 4625 t berechnet und die Kosten, einschließlich aller Gründungs- und sonstigen Herstellungsarbeiten auf 3,8 Millionen Mark veranschlagt worden. Dagegen haben sich die



Fig. 909. Die Carola-Straßenbrücke über die Elbe in Dresden. 1892—1895.

wirklichen Kosten der (nach Tab. 36, Nr. 13) zur Ausführung gekommenen Bogenbrücke auf 3,2 Millionen Mark gestellt³⁸⁰.

Aus den von der Gesellschaft Nürnberg in Budapest, Bonn und Worms gemachten obigen Erfahrungen schließt RIEPPEL³⁸¹, daß bei einer Überbrückungsweite von etwa 300 m sowohl flußeiserne Auslegerbrücken als auch *Nickelstahl*-Kettenbrücken und Drahtkabelbrücken miteinander in Wettbewerb treten können. Wie sehr namentlich die Auslegerbrücken anfangen auf dem Felde der weitgespannten Brücken, neben den Hängebrücken, an Boden zu gewinnen, erkennt man aus der Tatsache, daß in neuester Zeit in Deutschland der Rhein, den bis dahin nur

³⁸⁰ Nach Angabe der Brückenbauanstalt Gustavsborg bei Mainz.

³⁸¹ Anmerk. 360. S. 24.

Bogenbrücken und einfache Balkenbrücken gekreuzt haben und in Nordamerika der nur von drei Kabelbrücken überspannte Eastriver in New York *die erste Auslegerbrücke erhalten haben* (Tab. 35, Nr. 7 u. 8). Diese Brücken sind auch



Fig. 910. Eisenbahnbrücke über die Sarthe in Frankreich. 1895—1896.

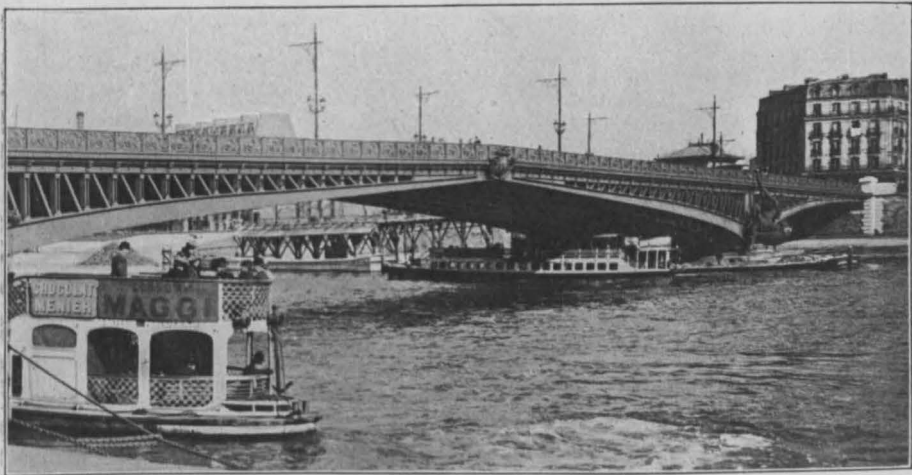


Fig. 911. Mirabeau-Straßenbrücke über die Seine in Paris. 1896.

insofern noch bemerkenswert, als die Ruhrorter Brücke mit ihrer Hauptöffnung von 203,4 m unter den Balkenbrücken des europäischen Festlandes an erster Stelle steht, während die 360 m weite Mittellöffnung der Blackwell Island-Brücke,



Fig. 912. Straßenbrücke über die Mosel zwischen Trarbach und Traben.
1897—1899.

über den Eastriver nach der Forthbrücke (Fig. 1) zurzeit die weitest gespannte Auslegerbrücke der Welt ist.

2. Die besondere Frage, ob für weitgespannte Hängebrücken besser Ketten- oder Kabelgurte anzuwenden seien, wird voraussichtlich noch länger auf der Tagesordnung des fachlichen Meinungsaustausches stehen. Um dieser Frage näher zu treten, greife ich zuerst ein wenig in die Vergangenheit zurück.



Fig. 913. Straßenbrücke über den Elbe-Trave-Kanal bei Mölln. 1899.

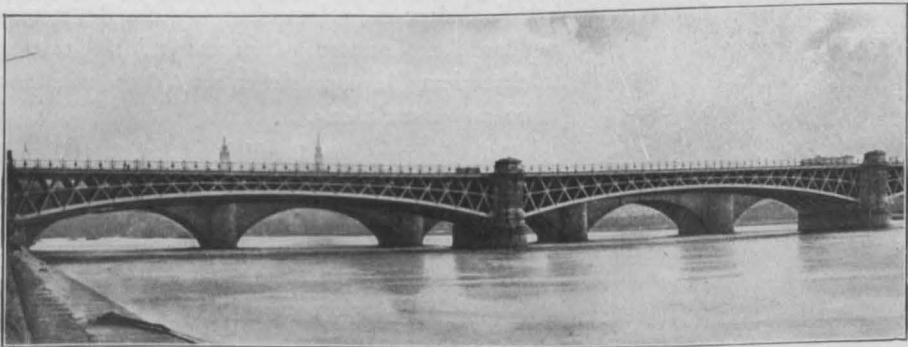


Fig. 914. Eisenbahnbrücke über die Elbe in Dresden. 1900.

Die ältesten von SÉGUIN, DUFOUR, VICAT (87—91) eingeführten Drahtkabel waren *Paralleldrahtkabel*, die in der Nähe der Baustelle hergestellt und in fertigem Zustande aufgehängt wurden. Die wagerecht ausgelegten Drähte wurden durch Klammern in den kreisförmigen oder bündelartigen Kabelquerschnitt gepreßt und darauf in Abständen von etwa 30 bis 50 cm durch Drahtumwickelungen gebündelt. Solche Kabel besaßen große Steifigkeit und waren deshalb nicht ohne Unbequemlichkeiten

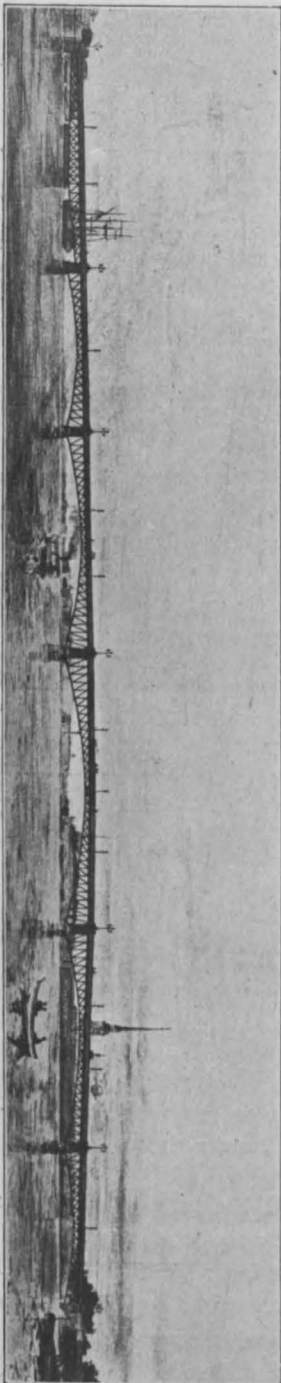
in ihre endgültige Lage zu bringen. VICAT³⁸² hat bei der Dordognebrücke in *Argentat* (Tab. 21, S. 468) die Umwickelungen der geraden Kabel wieder auf-

schneiden müssen und erst wieder hergestellt, nachdem er die Drähte in die Gleichgewichtsform gebracht hatte. Bei größeren Weiten ist dies urwüchsige Verfahren unmöglich auszuführen. Deshalb ersann RÖBLING dafür das Luftspinnverfahren (97).

ARNODIN, der im 8. Jahrzehnt des vorigen Jahrhunderts die *Spiralseile* (S. 494) in Frankreich einführte, hatte alle Ursache über die Mängel der damaligen Paralleldrahtkabel zu klagen. Denn diese boten ihrer Bildungs- und Aufstellungsweise nach keinen ausreichenden Schutz gegen das *Verrosten*. LENTZE¹⁵⁷ bestätigte das und sagt: »Zwischen den Drahtbändern (Umwicklung), womit die Kabel gewöhnlich in Abständen von zwei Fuß (60 cm) gegürtet sind, ist eine große Zahl der an der Oberfläche befindlichen Drähte so wenig gespannt, daß man sie mit den Fingern umbiegen kann. Der Querschnitt *unter* den Gürtungen, der viel kleiner ist als der *zwischen* zwei Gürtungen (Fig. 522, S. 442), enthält nur etwa zur Hälfte Eisen, zur andern Hälfte *Zwischenraum*. — Die Drahtkabel fand ich bis auf einige, die geteert waren, mit heller Bleiweißfarbe dick überzogen. — Der Brückenwärter hat die Öffnungen aufzusuchen, wo das Regenwasser in das Kabelinnere gedrungen ist, sie erst mit trocknendem Öle auszugießen und dann mit Stopffarbe zu verstreichen«.

Daß die heutigen Paralleldrahtkabel völlig einwandfreie Hängegurte bilden können, wenn sie nach dem Luftspinnverfahren hergestellt werden, beweisen die damit ausgerüsteten drei Eastriver-Brücken in New York — die alte, sowie die Williamsburg- und Manhattanbrücke — die weitest gespannten Kabelbrücken der Welt. Der Hauptvorzug der Spiralkabel besteht darin, daß sie wegen ihrer großen Biegsamkeit (S. 495) bis zu einer gewissen Stärke auf Trommeln gerollt, von der Werkstatt aus verschickt und auf der Baustelle in vorgeschriebener Lage unmittelbar aufgehängt werden

Fig. 915. Troitzkybrücke über die Newa in St. Petersburg. 1903.



³⁸² VICAT, Description du pont suspendu à Argentat. Paris. 1830.

können. Bei den französischen Kabelbrücken geht man deshalb mit dem Kabeldurchmesser in der Regel nicht über 7 cm, wobei die Drahtzahl selten über 150 beträgt. Stärkere Kabel werden aus einzelnen Spiralseilen zusammengesetzt (Fig. 928).

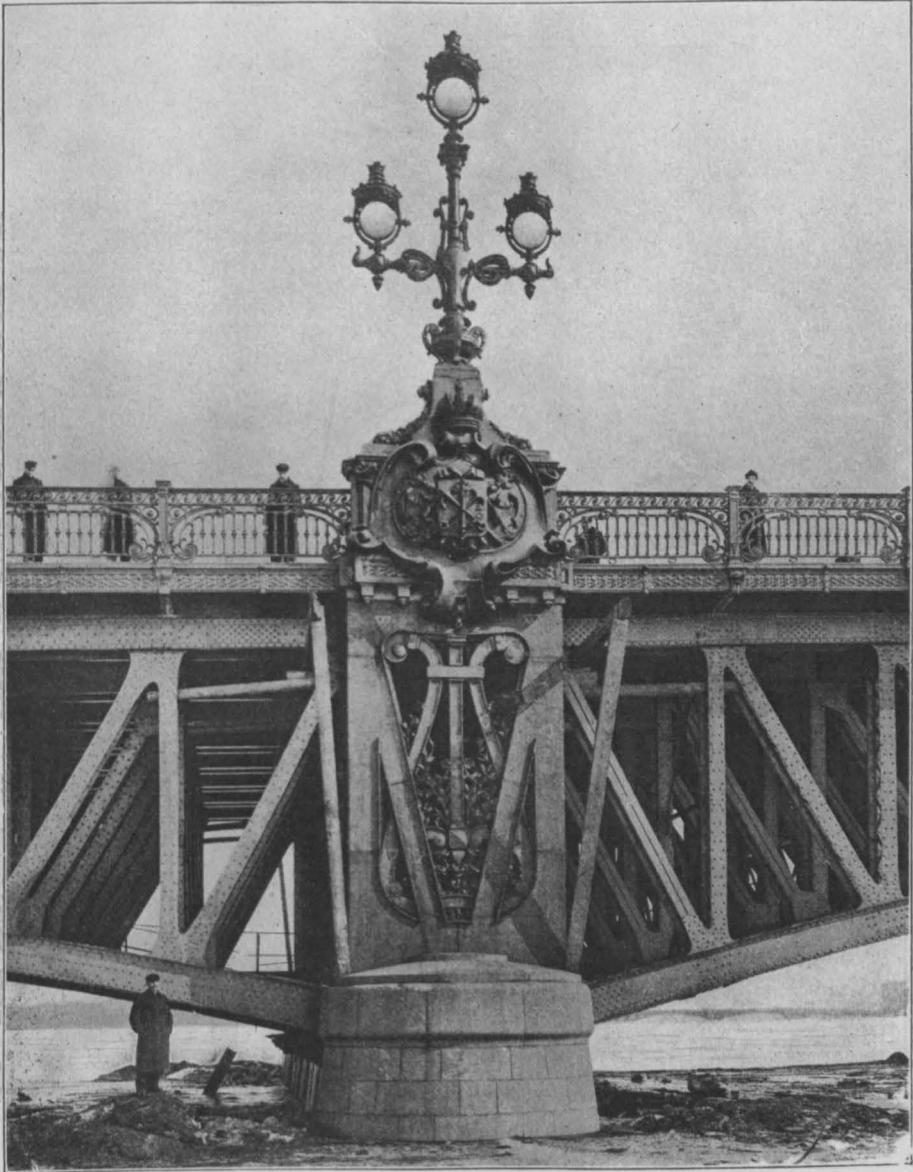


Fig. 916. Mittelpfeiler der Troitzkybrücke (Fig. 915.)

Wie die *Ketten* der Hängebrücken sich allmählich entwickelt haben, ist in § 6 und § 8 geschildert worden. Heute haben die bei weitgespannten Brücken verwendeten Kettenglieder bedeutende Abmessungen nach Länge, Breite und Stärke.

In den Vereinigten Staaten von Amerika werden die Kettenstäbe (eye bars) seit fast einem halben Jahrhundert maschinell in Pressen hergestellt. Dort fragt man sich aber heute schon, ob so kostspielige maschinelle Anlagen, wie sie z. B. für die Kettenglieder der Blackwell Island-Brücke (Tab. 35, Nr. 8 u. S. 693) notwendig



Fig. 917. Hansabrücke über die Oder in Stettin. 1900—1903.

geworden sind, nicht durch allmähliches Übergehen zur europäischen Bauart vermieden werden können. Es leidet zwar keinen Zweifel, daß man Nickelstahlkettenglieder von 13 m Länge, 46 cm Breite und 4,5 cm Stärke, wie sie z. B. ursprünglich für die Manhattanbrücke vorgesehen waren, herstellen und mit der nötigen Sicherheit verwenden kann. Die Zugfestigkeit von Nickelstahl darf jedoch

höchstens mit etwa $8,0 \text{ t/cm}^2$, diejenige von Kabelstahldraht dagegen, wie beim Bau der Williamsburgbrücke geschehen, mit $14,0 \text{ t/cm}^2$ angesetzt werden. Danach ist leicht auszurechnen, daß unter sonst gleichen Umständen und bei gleicher Sicherheit die Manhattanbrücke, deren Mittelöffnung 448 m Weite mißt, wenn



Fig. 918. Straßenbrücke über die Enz in Pforzheim. 1903.

man sie mit Kettengurten ausgerüstet hätte, mehrere Millionen Mark teurer geworden wäre, als jetzt, *wo sie Kabelgurte erhält* (Fig. 923).

Für weitgespannte Hängebrücken über etwa 300 m liegen die Vorteile der Verwendung von Kabeln auf der Hand. Die Kabel haben zwar durchweg

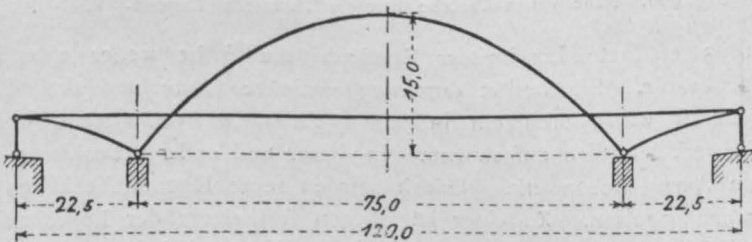


Fig. 919.

Bogenträger des Hilfssteges zwischen der Alma- und Jenabrücke in Paris. 1900.

gleichen Durchmesser, weil sie entweder von Verankerung zu Verankerung oder mindestens von Stützpfeiler zu Stützpfeiler ungeteilt durchgehen müssen, aber ihr Gewicht ist vergleichsweise kleiner als dasjenige der Kette, obgleich deren Querschnitte der Veränderlichkeit der Kettenachsenkraft angepaßt werden können. Die Zutaten der Bolzen und der Augenverstärkung vergrößern das Kettengewicht

noch um etwa 20 Hundertstel. Außer ihrem hohen Eigengewichte sprechen aber sehr zu Ungunsten der Ketten noch die dadurch verursachten stärkeren Belastungen der Pfeiler und Gründungen. Dagegen wird unter sonst gleichen Umständen die *Steifigkeit* einer Kettenbrücke mit wachsendem Verhältnis von Eigengewicht zur Verkehrslast größer sein, als bei einer Kabelbrücke.

3. Wie die Tabellen 16 (S. 418) und 22 (S. 498) ergeben, ist im 19. Jahrhundert, außer der *Elbebrücke zwischen Blasewitz und Loschwitz* (Fig. 466, S. 405) keine Hängebrücke von größerer Weite mehr entstanden. 1903 wurde die *Elisabeth-Kettenbrücke über die Donau in Budapest* (Fig. 462, S. 403) eröffnet.

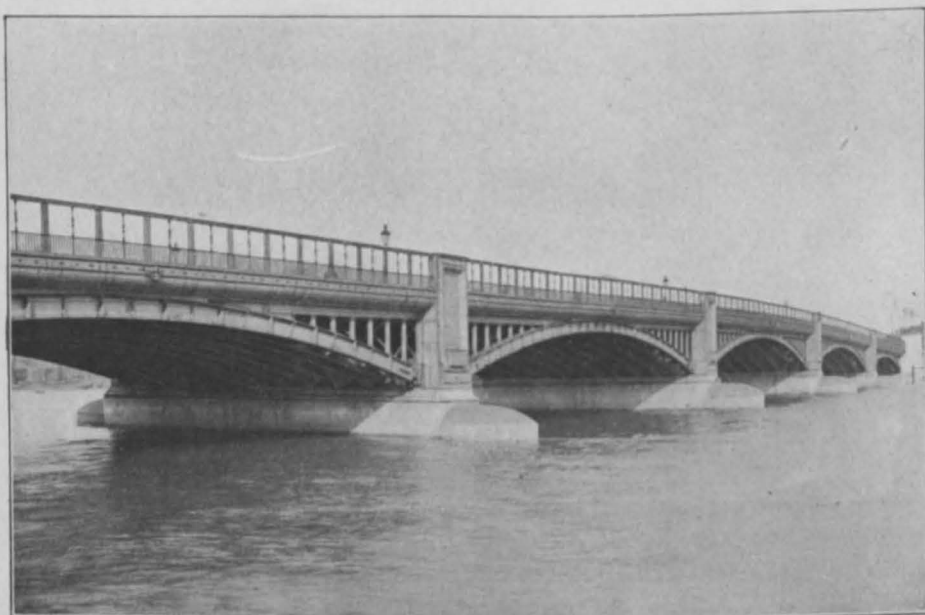


Fig. 920. Neue Vauxhallbrücke über die Themse in London. 1904.

Die 1893 eröffnete Loschwitzer Straßenbrücke³⁸³ ist weder eine Kabel- noch Kettenbrücke. Sie besitzt durchweg genietete Gurte und drei Gelenke. Ihre Bogenkraft wird durch ein in jedem Endpfeiler verborgenes belastetes Winkelhebelwerk künstlich aufgehoben. In dieser und anderer Beziehung ist die Brücke ein Ausnahmehauwerk. Jedoch werden seine Eigentümlichkeiten kaum zur Nachahmung reizen. Zu einer künstlichen Aufhebung der Bogenkraft liegt nach den Erfahrungen eines Jahrhunderts keine Notwendigkeit vor. Dies Verfahren gehört zu denjenigen Mitteln, die (S. 579) nicht als nachahmungswürdige gekennzeichnet worden sind. Die sonstigen von KÖPCKE und KRÜGER bei der Loschwitzer Brücke angebrachten Neuerungen sind:

1. Verlegen des Scheitलगelenkes unter die Fahrbahn in den Schnittpunkt der Schwerlinien von Ober- und Untergurt.

³⁸³ MEHRTENS, Die neue Straßenbrücke über die Elbe zwischen Loschwitz und Blasewitz. Stahl und Eisen. 1894. Nr. 9.

2. Anwenden von *federnden* Martinstahlplatten für die drei Gelenke.
3. Verbinden der Trägerhälften der 147 m weiten Mittelöffnung mit den auf Rollenslagern gestellten Stützpfählen, so daß diese bei Luftwärmeänderungen pendeln.
4. Eine künstliche *Bremsvorrichtung*, die erst bei einer gewissen oberen Grenze der Spannungen des Tragwerkes eine Tätigkeit der Gelenke zuläßt. Im besonderen soll sie *schwingende Bewegungen* des Eisenbaues beim Beschreiten der Fahrbahn durch marschierende Personen oder Personengruppen aufheben.

Die Umriss der durchweg vernieteten schweren Obergurte der Brücke in Verbindung mit dem außergewöhnlich hohen Pfeilverhältnis von 1:6 und der auffälligen Versteifung des Scheitelgelenkes durch aufgelegte Trägerstücke wirken in der reizvollen Umgebung des Bauwerkes unschön. Man kann sich des Gedankens nicht erwehren, daß an dieser von der Natur so bevorzugten Stelle eine Auslegerbrücke besser am Platze gewesen wäre, etwa in der Art wie die Franz Josephsbrücke in Budapest (Fig. 871, S. 691). Eine solche hätte zu Künsteleien, wie das Aufheben der Bogenkraft, keine Gelegenheit geboten und wäre nicht teurer geworden als die Hängebrücke.

Die *Elisabethbrücke über die Donau in Budapest* ist nicht allein die weitest gespannte, sondern wohl auch die schönste Kettenbrücke der Welt. Von den Vorgängen beim Wettbewerb um ihren Bau war bereits die Rede. Es muß aber gesagt werden, daß die Kosten der Kettenbrücke schließlich viel höher geworden sind, als vorberechnet worden war³⁸⁴. Jedenfalls wären die Kosten einer Kabelbrücke vergleichsweise viel geringer ausgefallen. Man hat aber besondere Gründe für die Wahl der Ketten gehabt (S. 725).

Die Ketten wurden aus *basischem Flammofenflußeisen* hergestellt, das bis 5,5 t Zugfestigkeit bei

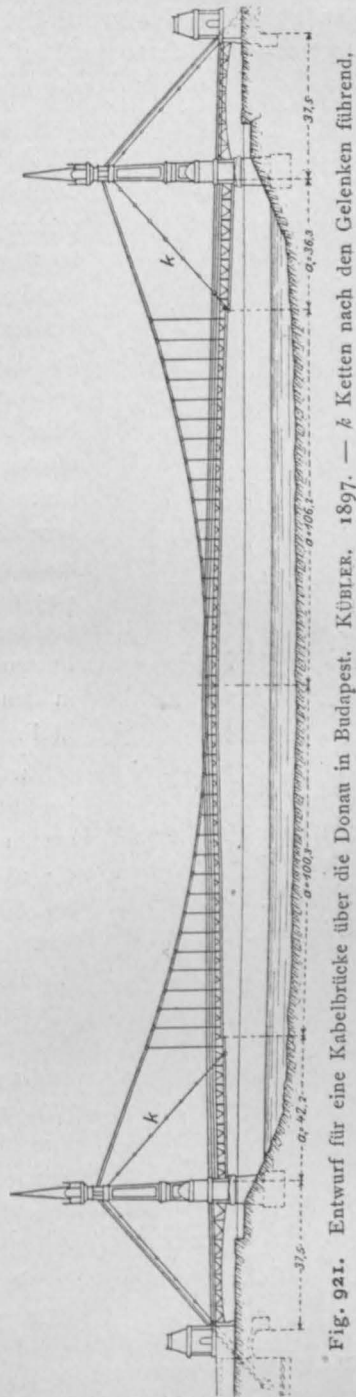


Fig. 921. Entwurf für eine Kabelbrücke über die Donau in Budapest. KÜBLER, 1897. — k Ketten nach den Gelenken führend.

³⁸⁴ BOHNY, Theorie und Konstruktion versteifter Hängebrücken. 1905. S. 107. — Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure. 1900. Nr. 18 u. 19.

mindestens 20 Hundertstel Dehnung besaß. Die zulässige Spannung war für den ungünstigsten Belastungsfall auf $1,4 \text{ t/cm}^2$ festgesetzt worden. Nähere Beschreibung der baulichen Einzelheiten des großartigen Baues folgt im II. Bande.

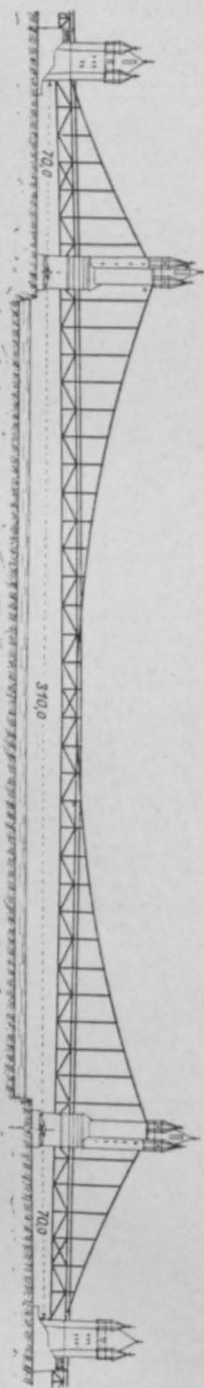
In besonderen Fällen, namentlich wenn es sich darum handelt, in Städten oder an naturschönen Plätzen einen wirkungsvollen Übergang zu schaffen, werden in Deutschland auch heute noch Hängebrücken selbst dann andern Brückenarten vorgezogen, wenn sie vergleichsweise höhere Baukosten erfordern. So ist z. B. die Stadtgemeinde *Breslau* dem Vernehmen nach im Begriffe eine 120 m weitgespannte Kettenbrücke über die Oder herstellen zu lassen. Sehr bemerkenswert ist (seiner ansprechenden architektonischen Erscheinung wegen) auch der 1904—1905 erbaute (in der Mittelöffnung 51 m weite) *Borsigkettensteg über die Spree in Berlin*, dessen Eingang und Stützpfiler mit dem Blick in das Innere des Steges die Fig. 924 und 925 darstellen. Die Brücke ist nach den Angaben des Stadtbaurat KRAUSE und den Entwürfen des Architekten BRUNO MÖHRING gebaut. Die Gesamtbauausführung lag in den Händen der Gesellschaft Philipp Holzmann & Co. in Frankfurt a. M.

4. *Kabelbrücken* von einiger Bedeutung besitzt Deutschland heute nur zwei: den 1869 von SEIDL gebauten 125 m weiten *Drahtsteg über die Donau in Passau* (Fig. 926) und die 1897 von LEIBBRAND und KÜBLER geschaffene *Argenbrücke bei Langenargen am Bodensee* (Fig. 927 u. 928 u. Fig. 235, S. 211). Die Kabel der Passauer Brücke sind aus Paralleldrähten, diejenigen der Langenargener Brücke aus Spiraldrahtseilen gebildet (Fig. 928). — Die beiden Kabel der Donaubrücke sind bei je 27 cm Durchmesser aus 1996 parallel nebeneinander liegenden Drähten von 3,41 mm Stärke und $7,0 \text{ t/cm}^2$ Zugfestigkeit gebildet. Um ihre beim Aushängen entstandenen Krümmungen zu beseitigen wurden die Drähte einzeln mit etwa $3,0 \text{ t/cm}^2$ gestreckt. Ihre Spannung erreichte aber bei Vollbelastung des Steges nur etwa $2,3 \text{ t/cm}^2$.

Jedes der beiden Kabel der Langenargener Brücke³⁸⁵ hält 132 mm Durchmesser und besteht aus sechs schraubenförmig gewundenen Litzen (aus je 37 Drähten von 6,1 mm Stärke) und einer Seele von ebenfalls 37 Drähten, die

³⁸⁵ Straßenbrücke über die Argen bei Langenargen. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure. 1897. Bd. 43.

Fig. 922. Entwurf der Gesellschaft Nürnberg für eine Nickelstahl-Kettenbrücke über den Rhein bei Worms. 1897.



6,3 mm dick sind. Die Seile sind aus verzinktem Gußstahl Draht hergestellt, der bei den äußeren Litzen $13,0 \text{ t/cm}^2$ Zugfestigkeit und 4 Hundertstel Dehnung hat, während bei der inneren Litze diese Werte $9,0$ bis $10,0 \text{ t/cm}^2$ und 4,5 Hundertstel betragen. Die rechnerische Zugfestigkeit jedes der beiden Seile beträgt rund 890 t. Da keine Vorrichtung zum Zerreißen derartiger Seile vorhanden war, so wurden von der Materialprüfungs-Anstalt in Stuttgart einzelne dem Kabel entnommene Drähte geprüft.

Die Kabel sind in der Brücke, bei 75 m Weite ihrer Mittelöffnung, mit einer Pfeilhöhe von 9 m aufgehängt und so gegen einander geneigt, daß sie an den Pfeilern 10 m, in der Mitte 6,82 m Abstand haben.

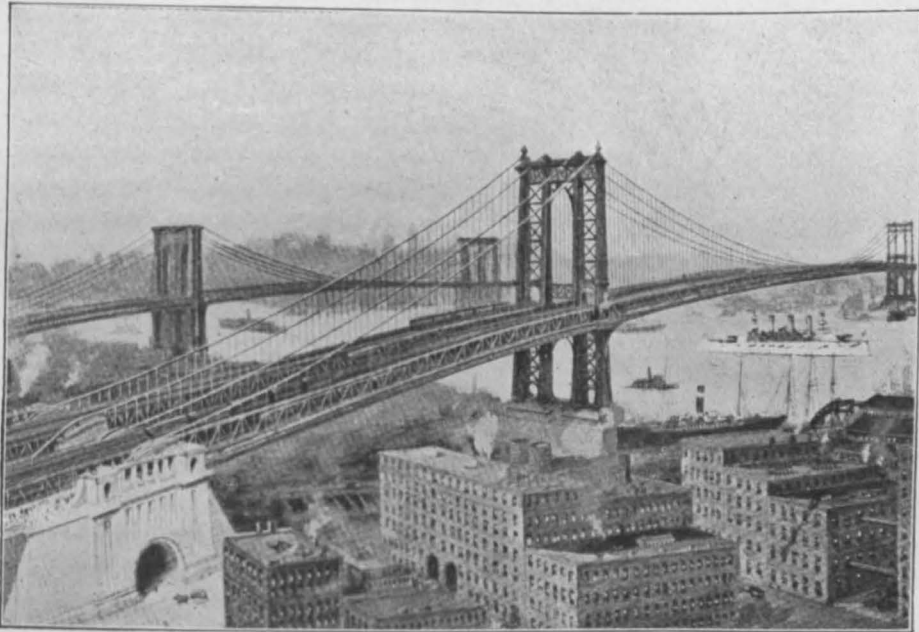


Fig. 923.

Die Manhattanbrücke nach ihrer voraussichtlichen Fertigstellung (1911).

Im Hintergrunde die alte Eastriver-Brücke.

Die Kabel sind im Karlswerk der Firma Felten & Guillaume in Mülheim am Rhein hergestellt worden. Diese Firma stellt auch sogenannte *verschlossene* Seile her. Das sind solche, deren Querschnitt in den äußeren Ringen aus trapezförmigen und doppelwulstigen Drähten zusammengesetzt wird (Fig. 928). Die derart profilierten, sich eng in einander schließenden Drähte, machen das Seilinnere nahezu luftdicht und umschlingen den aus runden Drähten gebildeten Kern auf das festeste. Während ein solches Seil auf der Maschine geflochten wird, tröpfelt dauernd Mennige in die sich bildenden Fugen. Dadurch wird das fertige Seil gegen Witterungseinflüsse unempfindlich und das Rosten verhindert.

Die Fig. 929 zeigen die Querschnitte der von Felten & Guillaume zur Verstärkung der *Franz Josephsbrücke über die Moldau in Prag* (Fig. 451, S. 395)

verwendeten Kabel. Fig. 930 stellt ein Seil derselben Firma dar, das MELAN für die geplante Versteifung der *Elbekettenbrücke bei Tetschen* (Tab. 16, S. 418) in Aussicht genommen hatte³⁸⁶.

Weitere Einzelheiten über Kabelbrücken enthält der II. Band.

Nachträglich folgen hier noch kurze Angaben über einige der neusten französischen Kabelbrücken, die in der Tabelle 22, S. 498 nicht mit aufgenommen worden sind. Das sind die Straßenbrücken von *Vernaison* (1902) und zwischen *Jons* und *Niévroz* über die Rhône (1904—1905)³⁸⁷.

Bei der *Brücke von Vernaison*, deren Mittelöffnung 232,82 m weit gespannt ist, liegen in jeder Hängewand nicht weniger als zwölf Spiralkabel, in zwei Reihen und im Abstände von 36 cm übereinander. Jedes Kabel zählt 127 Stahldrähte von 3,95 mm Durchmesser, was einen Gesamtquerschnitt von 1556 cm² gibt. Die Zugfestigkeit des Drahtes beträgt 1,4 t/cm². Im übrigen bietet die bauliche Anordnung nichts besonders Neues, was nicht in § 9 schon Erwähnung gefunden hätte.

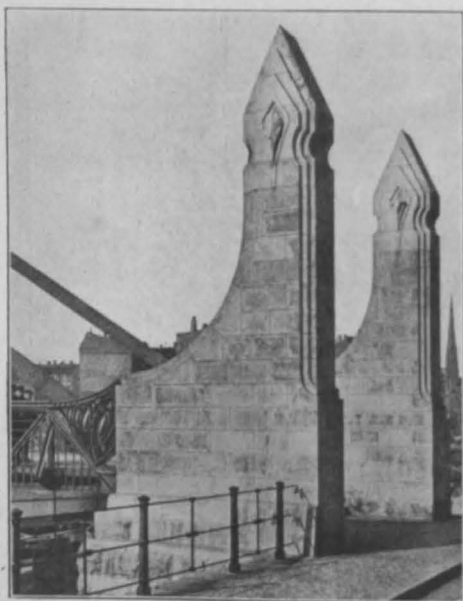


Fig. 924. Eingang zum Borsigsteg über die Spree in Berlin. 1905.

Die *Rhônebrücke bei Jons-Niévroz* besitzt eine Mittelöffnung von 200 m Weite, bei 1 : 13,5 Pfeil. Ihre Versteifungsträger, die bei 4,5 m Bahnbreite, 5,10 m voneinander entfernt liegen, sind 2,5 m hoch. Die steineren Stützpfiler ragen 21,7 m über die Fahrbahn hinaus. Auf jeder Brückenseite liegen fünf Spiralkabel mit je 193 Drähten von je 5 mm Durchmesser.

Schließlich sei noch bemerkt, daß die in der angegebenen Quelle³⁸⁸ empfohlene neue Bauart einer versteiften Hängebrücke nur eine Wiederholung der Anordnung des umgekehrten Dreigelenkträgers ist, wie sie schon 1877 in großartigster Weise bei der *Pointbrücke über den Monongahela in Pittsburgh* (Fig. 461, S. 403) durchgeführt worden ist.

5. Um die Reihe der neuzeitlichen Hängebrücken abzuschließen, wird es notwendig sein, auf einzelne großartige Entwürfe solcher Brücken hinzuweisen, deren höchst bemerkenswerte Einzelheiten jahrelang einen lebhaften Meinungsaustausch

³⁸⁶ Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften. Bd. II. 5. Abt. 3. Aufl. S. 235.

³⁸⁷ Pont suspendu semi-rigide de Vernaison. Génie civil. 1903. Bd. 43. S. 145. — DOR, Pont suspendu de Jons-Niévroz über die Rhône. Dasselbst. 1905. Bd. 46. S. 313.

³⁸⁸ Nouveau type de pont suspendu rigide. Génie civil. 1900. II. S. 5.

zwischen den Fachgenossen aller Länder erregt haben. Das sind ihrer geschichtlichen Folge nach die Entwürfe von LINDENTHAL und MORISON für eine Northriver-



Fig. 925. Borsigsteg über die Spree in Berlin. 1905.

Brücke in New York und die von der *Gesellschaft Nürnberg*, bei Gelegenheit des internationalen Wettbewerbes um den Bau einer Hafenbrücke zwischen Sydney und Nord-Sydney in Australien, vorgelegten Entwürfe.

LINDENTHALS Plan für die Überbrückung des Hudson reicht bis etwa 1885 zurück. Im Jahre 1896 hielt er darüber einen Vortrag im Berliner Verein für Eisenbahnkunde³⁸⁹. Damals besaß New York nur die alte Eastriver-Brücke (Fig. 497, S. 427), so daß der Verkehr zwischen den Hudsonufern durch Fähren vermittelt werden mußte. Inzwischen sind die *Williamsburg-, Manhattan- und Blackwell Island-Brücken* hinzu gekommen. Außerdem sind endlich nach etwa dreißigjähriger mühevoller Arbeit zwei Hudsonstunnel fertig und in Betrieb genommen worden. So hat der großartige Plan LINDENTHALS heute wohl weniger Aussicht verwirklicht zu werden, als damals. Auch haben die Wirren und Nachwehen des amerikanisch-spanischen Krieges viel dazu beigetragen, seine Ausführung zu verzögern, obwohl wegen des großen, stets wachsenden Verkehrs über kurz oder lang doch wohl eine Brücke zwischen den Hudsonufern geschlagen werden wird.



Fig. 926. Drahtsteg über die Donau in Passau. SEIDL. 1869.

Nachdem 1895 entschieden wurde, daß ein Einbau von Pfeilern in das Hudsonbett aus militärischen Rücksichten ausgeschlossen sei, trat LINDENTHALS Plan, der eine Mittelloffnung von der außerordentlichen Weite von 945 m vorsah (Fig. 932—934), wieder stark in den Vordergrund. Die Brücke sollte anfangs mit acht Fahrgleisen ausgerüstet werden, auf denen 160 Millionen Personen im Jahre befördert werden konnten. Fig. 933 stellt ihren Querschnitt dar, worin der Gesamtverkehr in drei Stockwerken vermittelt wird. Unten liegen die acht Eisenbahngleise, darüber erhebt sich die Fahrbahn für den Schnellverkehr mit elektrischen Bahnen oder leichten Lokomotiven, obenauf ruht eine Promenade für Fußgänger, zu jeder Seite mit einer Radfahrbahn. Gewöhnliches Straßenfuhrwerk sollte nicht passieren, um die hierfür notwendigen langen und steilen Anrampungen zu vermeiden.

³⁸⁹ Verhandlungen des Vereins für Eisenbahnkunde. 1896. S. 1—35. — MEHRTENS, Hängebrücken der Neuzeit. I. II. III. Stahl und Eisen. 1897. Nr. 12, 20 u. 24.

Besondere Beachtung verdient die Gesamtanordnung der *Hängegurte*. Sie fußt auf der *Doppelketten-Bauart*, wie sie (unter 82) beschrieben und durch die Fig. 454—459, S. 398—401 veranschaulicht worden ist. Diese Bauart ist von LINDENTHAL bereits im Jahre 1884 in Pittsburgh ausgeführt worden (Fig. 935).

LINDENTHAL verwendet hierbei weder Ketten noch Kabel in der älteren bekannten Anordnung, sondern bildet Ober- und Untergurt jedes Hängegurtes aus sogenannten *Kabelketten*. So nenne ich die von LINDENTHAL erdachten *Drahtglieder*, die wie Kettenstäbe aneinander gereiht und mit Hilfe von *Stahlschuhen*, *Kuppelplatten* und *Bolzen* zu einer durchlaufenden viersträngigen *Kette* vereinigt werden. Jedes Drahtglied besteht aus genau nebeneinander und übereinander gelagerten runden Drähten (von etwa 6,5 mm Stärke), die sich *schleifenartig* und ohne Ende um die mit seitlichen Flanschen versehenen Stahlschuhe legen. Diese erhalten eine Bohrung für 46 cm starke Kuppelbolzen. Die Verbindung zweier Drahtglieder erfolgt mit Hilfe von Kuppelplatten.

Ober- und Untergurt bilden je eine solche viersträngige Kabelkette und sind durch Fachwerk mit einander versteift, wie dies die Fig. 934 erläutert.

Der Gegenentwurf von MORISON zur Überbrückung



Fig. 927. Straßenbrücke über die Argen bei Langenargen am Bodensee. KÜBLER. 1897.

des Hudson (Northriver) ist insofern bemerkenswert, als er aus Spiralseilen gebildete Kabel vorsieht, die bei amerikanischen Ingenieuren bis heute wenig Anklang finden. Näheres über den Entwurf findet man in der angegebenen Quelle³⁹⁰ und in Stahl und Eisen 1897³⁸⁹.

Im Jahre 1900 machte der internationale Wettbewerb, den die Regierung von Neu-Süd-Wales für den Bau einer *Eisenbahn- und Straßenbrücke in Sydney* aus schrieb, großes Aufsehen in technischen Kreisen. Es handelte sich um die Überbrückung einer Weite von 580 m zwischen den stark zerklüfteten Ufern auf beiden Seiten von Port Jackson. Unter den eingereichten 24 Entwürfen erhielten:

den ersten Preis:

CRUTTWELL in London, für eine *Auslegerbrücke* von 386 m Weite ihrer Mittelöffnung und 58,5 Millionen Mark Gesamtkosten,

den zweiten Preis:

die *Gesellschaft Augsburg-Nürnberg* in Gemeinschaft mit dem Ingenieur NORMAN SELFE in Sydney, für eine *versteifte Kabelbrücke* von 548,64 m ihrer Mittelöffnung und 37,5 Millionen Mark Gesamtkosten (Fig. 936).

Die Gesellschaft Nürnberg hatte außerdem noch zwei andere Entwürfe vor-

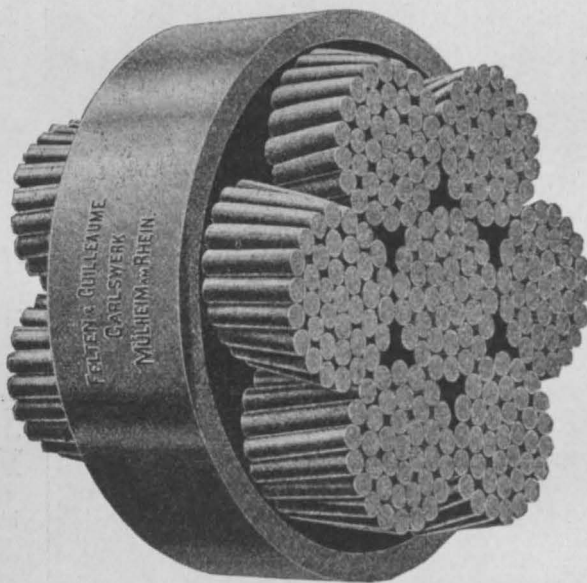


Fig. 928. Kabel der Argenbrücke am Bodensee.

gelegt: eine *Auslegerbrücke* mit 500 m mittlerer Weite, deren *Schwebeträger* als Dreigelenkbogen mit Zugband ausgebildet war. Ihre Gesamtkosten waren auf 31,1 Millionen Mark berechnet. Der zweite Entwurf betraf eine *Bogenbrücke* mit 23,0 Millionen Mark Gesamtkosten³⁹¹.

Im Entwurfe der Gesellschaft Nürnberg hatten die Versteifungsträger 12 m Höhe und 21,6 m Querabstand. Die zweigleisige Eisenbahn lag in der Mitte, zu beiden Seiten je eine Straße, deren Fußwege ausgekragt waren. Die Tragwände stehen schräg. Jedes ihrer beiden Tragkabel besteht aus 72 *verschlossenen Spiralseilen* und ist für eine Achsenkraft von 850 t berechnet. Die eisernen Pfeiler stehen auf vier getrennten Mauerklötzen, die von Mitte zu Mitte 30 m Längs- und 40 m Querabstand erhalten sollten.

³⁹⁰ GEORGE S. MORISON, Suspension Bridges. A Study. With Discussion. American Soc. of Civil Eng. 1896. Dezember.

³⁹¹ Internationaler Wettbewerb usw. für eine Brücke zwischen Sydney und Nord-Sydney. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure. 1901. Bd. 45.

Weil keiner der preisgekrönten Entwürfe der Regierung völlig annehmbar erschien, so schrieb diese im Mai 1901 nochmals einen Wettbewerb aus. Dazu liefen 17 Entwürfe ein, deren Angebotssummen von 22,2 bis 61,0 Millionen Mark schwankten. Davon wurden vorläufig drei ausgewählt und den Verfassern mit dem Wunsche auf Abänderung und Ergänzung zurückgegeben. Aus diesem engeren Wettbewerb ging der von der australischen Firma *J. Stewart & Co.* angebotene Entwurf der Gesellschaft Nürnberg siegreich hervor. Es war der Entwurf einer *Auslegerbrücke* mit einer Hauptstützweite von 411,48 m, wie er in den beiden Fig. 937 und 938 abgebildet ist. Dieser großartige Erfolg einer deutschen Bau-gesellschaft, gegenüber zahlreichen ausländischen Mitbewerbern verdient besonders hervorgehoben zu werden. Er läßt auch deutlich erkennen, wie in neuester Zeit die weitgespannten Auslegerbrücken selbst mit den Kabelbrücken mehr und mehr in aussichtsvollen Wettbewerb treten. Näheres über den Entwurf enthalten die angegebenen Quellen³⁹² und der II. Band. Die Gesamtkosten der Brücke sind auf 38,8 Millionen Mark festgestellt worden.

³⁹² STEWART & Co., Sydney Harbour Bridge. The Engineer. 1904. August. — Die Brücke über den Hafen von Sydney. Zeitschrift des Ver. Deutscher Ingenieure. 1904.



Fig. 929. Verschlussene Seile des Karlswerkes von Felten & Guilleaume in Mülheim am Rhein.

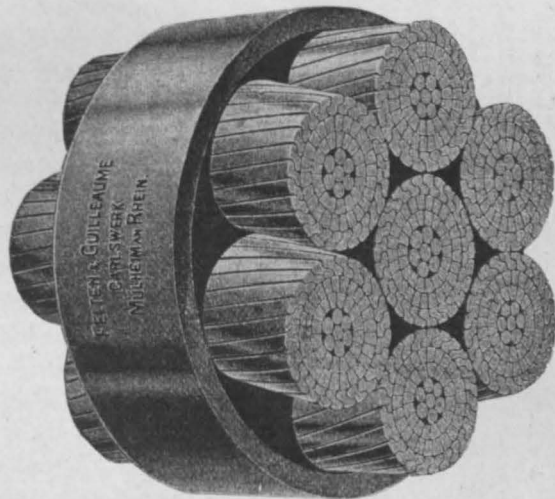


Fig. 930.

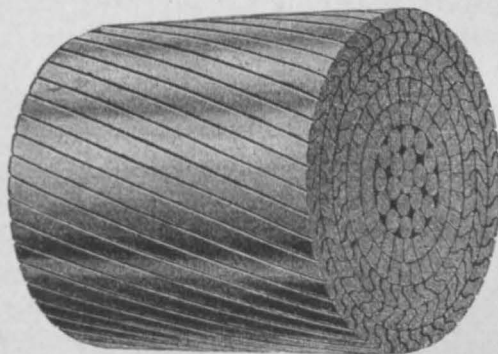


Fig. 931.

Fig. 930—931. Brückenkabel der Firma Felten & Guilleaume.

115. Brücken- oder Schwebefähren.

1. Die *Brückenfähren* oder *Schwebefähren* — *ponts à transbordeur*, *transfer bridges*, *transfer bridges*, *ferry bridges* — sind Schöpfungen der Neuzeit. Sie verbinden die Ufer von Meeresarmen, Strömen- oder Hafeneinfahrten und die größten Schiffe fahren unter ihnen durch (Fig. 939—943). Es sind also *Hochbrücken* (S. 2), die aber nicht unmittelbar für den Verkehr von Straßen- oder Eisenbahnen dienen, sondern nur zum Aufhängen von mechanisch zu bewegenden Fährbooten, mit deren Hilfe zwischen den Ufern ein Personen- und Güterverkehr unterhalten wird. Danach kann man folgende Erklärung geben: *Eine Brücken- oder Schwebefähre ist eine Hochbrücke mit festem Überbau, an dessen fester Fahrbahn eine Fähre (ferry, nacelle, navire) dergestalt beweglich aufgehängt ist, daß sie über Wasser von einem Ufer zum andern bewegt werden kann, ohne den Seeverkehr zu behindern.*

Die Anregungen und Vorschläge zum Bau von Brückenfähren reichen bis zum 7. Jahrzehnt des 19. Jahrhunderts zurück. 1869 trat der amerikanische Ingenieur MORSE in New York mit dem Plane einer »East River suspension track and car bridge« hervor, um dadurch den Entwurf RÖBLINGS für eine Kabelbrücke (S. 491) zu Falle zu bringen. MORSE plante eine Hängebrücke von 430 m Weite mit zwei übereinander liegenden Fahrbahnen, eine untere für Fuhrwerke und eine obere für Fußgänger. Auf beiden Bahnen sollten Wagen von einer am Lande aufzustellenden Seilmaschine bewegt werden. So gedachte MORSE in 12 Stunden 75 000 Menschen und 6 000 Fuhrwerke zu befördern, dabei sollte sein Bau viermal leichter werden als die Brücke RÖBLINGS³⁹³.

1873 folgte der Plan des Direktors SMITH von den Hartlepool Eisenwerken in England. Dieser wollte in der Nähe der alten Eisenbahn von Stockton nach Darlington, bei Middlesbrough, eine Bridge-Ferry über den Teesfluß bauen und zwar mit Hilfe einer *Auslegerbrücke*, deren 198 m weiten Träger 53 m lange, durch Schrägseile verankerte Ausleger erhalten sollten³⁹⁴.

Fig. 932. Entwurf für eine Hängebrücke über den Northriver in New York. LINDENTHAL. 1883—1896.



³⁹³ Scientific American. 1869. 29. Mai.

³⁹⁴ Engineering. 1873. Bd. 16. S. 60—62.

Die Einführung der Brückenfähren ist dem Hause ARNODIN in Frankreich zu verdanken, das wegen seiner beschriebenen bedeutenden Leistungen und Erfahrungen im Kabelbrückenbau (98—99) besonders geeignet dazu war. Auf der Pariser Ausstellung vom Jahre 1900 waren die Modelle der von ARNODIN bis dahin hergestellten vier Brückenfähren zu sehen. Die erste führte über den Nervionfluß bei *Bilbao* in Spanien (Fig. 939) und verband die Stadt Portugalete mit dem Badeorte Las Arenas. Es folgten die Fähren bei *Bizerta*, *Rouen*,

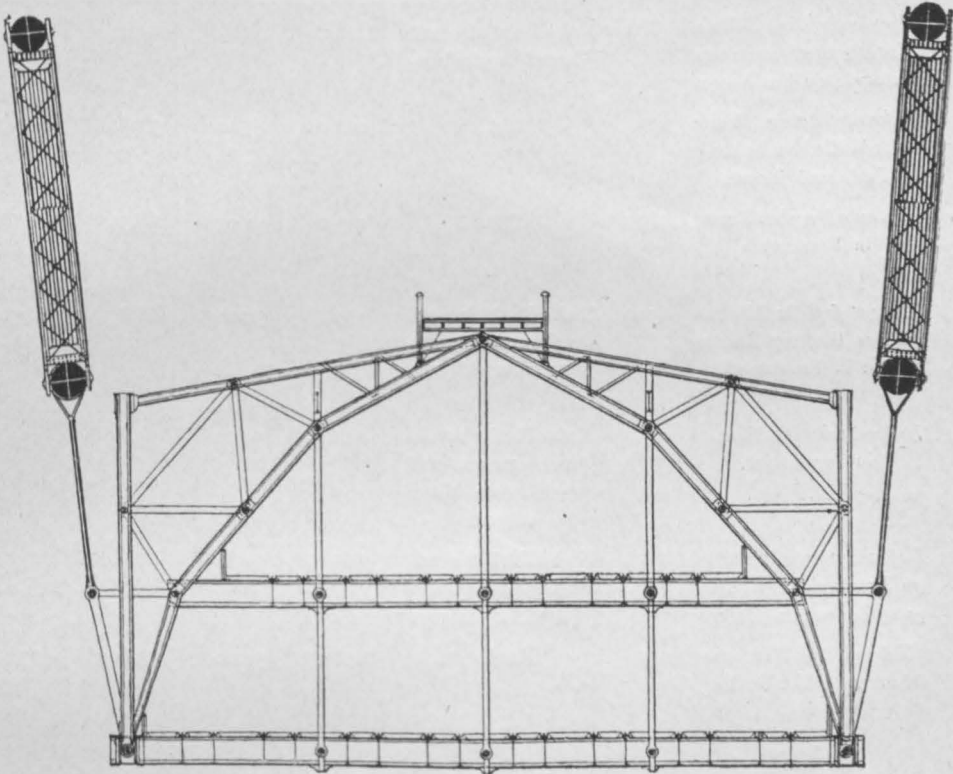


Fig. 933.

Querschnitt zum Entwurfe von LINDENTHAL für die Northriver-Brücke in New York.

Rochefort, *Nantes* und *Marseille*. 1904 baute ARNODIN sogar eine englische Brückenfähre über den *Usbfluß* bei Newport (Tab. 38). So ist die neue Brückenart durch ARNODIN in der ganzen technischen Welt bekannt geworden.

Wie die Tabelle 38 nachweist, gibt es heute (soweit bekannt) neun Brückenfähren, von denen acht als Kabelbrücken ausgebildet sind. Sieben davon sind französischen Ursprunges. Die einzige amerikanische Brückenfähre, am Obern See bei *Duluth*³⁹⁵ in Minnesota (Fig. 7 u. 8, S. 4 u. 5), zeichnet sich durch eine von der französischen abweichende, aber nicht empfehlenswerte Bauart aus. Sie wurde 1905 von den Pennsylvania Stahlwerken hergestellt. Ihr Überbau hat *Balkenträger*

³⁹⁵ Proceedings of the American Society of Civil Engineers. 1905. Bd. 31. S. 534.

Tabelle 38. Zusammenstellung der bestehenden Brückenfähren

Nr.	Name und Lage der Brückenfähre	Zeit des Baues	Fester Überbau				
			Bauart	Mittlere Stützweite m	Höhe Unterkannte üb. Wasser m	Pfeiler- höhe bei Kabeln m	Gesamt- länge der festen Bahn m
1	<i>Nervionfluß</i> bei Bilbao (Nordspanien) zwischen Portugalete u. Las Arenas	1892	Kabelbrücke mit Versteifungsbalken	160,00	45,00	61,82	164,0
2	<i>Hafeneinfahrt</i> in Bizerta (Nordafrika) zwischen Tunis und Bizerta	1894	Dgl.	109,00	45,00	57,84	112,0
3	<i>Seinemündung</i> bei Rouen in Frankreich	1899	Dgl.	143,00	51,04 ³⁹⁶	66,35	143,0
4	<i>Charentefluß</i> in Martran bei der Festung Roche- fort in Frankreich	1900	Kabelbrücke mit Auslegerarmen des Versteifungsträgers	139,76	50,00	66,85	175,0
5	<i>Loiremündung</i> bei Nantes in Frankreich	1903	Kabelbrücke mit Auslegerarmen und eingehängten Mittel- trägern	141,00	50,00	75,65	191,0
6	<i>Hafeneinfahrt</i> in Marseille in Frankreich am Ein- gang des »alten Hafens«	1904	Kabelbrücke mit Auslegerarmen des Versteifungsträgers	165,00	50,80	84,60	235,0
7	<i>Uslßfluß</i> bei Newport- Monmouthshire in Eng- land	1904	Dgl.	196,25	54,00	73,60	236,0
8	<i>Oberer See</i> bei Duluth, Minnesota in Nord- amerika	1905	Balkenbrücke amerikanischer Gliederung	120,00	41,16 ³⁹⁷	39,60 ³⁹⁸	125,0
9	<i>Merseyfluß</i> (Manchester- kanal) zwischen Runcorn und Widness in England	1905	Kabelbrücke mit Versteifungsträger und Mittengelenken	304,00	25,00	55,00	80,0

amerikanischer Art erhalten, die mit den sie stützenden Eisenpfeilern vernietet sind. Das so gebildete Raumfachwerk besitzt gegenüber den französischen Kabelfähren zwar eine große Steifigkeit, es erfordert aber vergleichsweise bedeutend mehr Eisen. Während z. B. die als Kabelbrücke ausgebildete *Runcorn-*

³⁹⁶ Über Kaioberkante.

³⁹⁷ Über Hochwasser, über Kaioberkante nur 39,60 m.

³⁹⁸ 15,24 m Trägerhöhe.

und Angaben über ihre Grundmaße und Kosten.

Fährboot			Motoren	Entwurf- verfasser und Erbauer	Kosten		Bemerkungen und Literaturquellen	Nr.
Länge	Breite	Beweg- liche Last			Gesamt	für 1 t beweg- liche Last		
m	m	t	Kraft in PS.		M	M		
8,00	6,25	40,0	25	ARNODIN	920 000	—	Fig. 939. Engineering. 1900. 23. Febr.	1
9,00	7,50	80,0	10	»	480 000	—	Génie civil. 1903. Bd. 44.	2
13,00	10,14	100,0	—	»	680 000	—	Fig. 940. Rollwagen 19 m lang. 11 t Gewicht.	3
14,00	11,50	112,0	—	»	600 000	—	Rollwagen 30,5 m lang. — 24 t Gewicht. Rollwagen und leeres Boot = 40 t.	4
11,00	12,00	139,6	—	»	—	—	Fig. 941. Génie civil. 1903.	5
10,00	12,00	144,0	—	»	—	—	Fig. 942 u. 943. Génie civil. 1903.	6
10,00	12,00	117,5	—	»	—	—	Rollwagen 32 m lang. Zentralbl. d. Bauverw. 1904.	7
15,25	9,90	120,0	2 mal 40	TURNER	2 000 000	—	Fig. 7 u. 8, S. 4 u. 5. Proceedings of the amer. Soc. 1905. Bd. 31.	8
16,75	7,50	—	—	WEBSTER und WOOD	2 670 000	—	Fig. 262, S. 238. Rollwagen 32 m lang. Deutsche Bauz. 1906.	9

Widness-Fähre über den Mersey (Fig. 262, S. 238) bei ihrer ungewöhnlich großen freien Weite von 304 m nur 2,67 Millionen Mark gekostet hat, haben sich die Ausgaben für die nur 120 m weit gespannte Duluthfähre auf 2,0 Millionen Mark belaufen, d. h. auf *über drei Mal soviel* als die durchschnittlichen Kosten der sieben (109 bis 165 m weit gespannten) französischen Brückenfähren. Danach kann die Duluthfähre in wirtschaftlicher Hinsicht nicht als empfehlenswertes Vorbild dienen.

2. Die französischen Brückenfähren (Fig. 939—943) haben hohe eiserne Turmpfeiler erhalten, zwischen denen in bekannter Art (§ 9) die Versteifungsträger durch Tragkabel und Schrägseile gehalten werden. Bei den älteren Fähren in *Bilbao*, *Bizerta*, *Rouen* und *Rochefort* laufen die Rückhaltkabel in ununter-

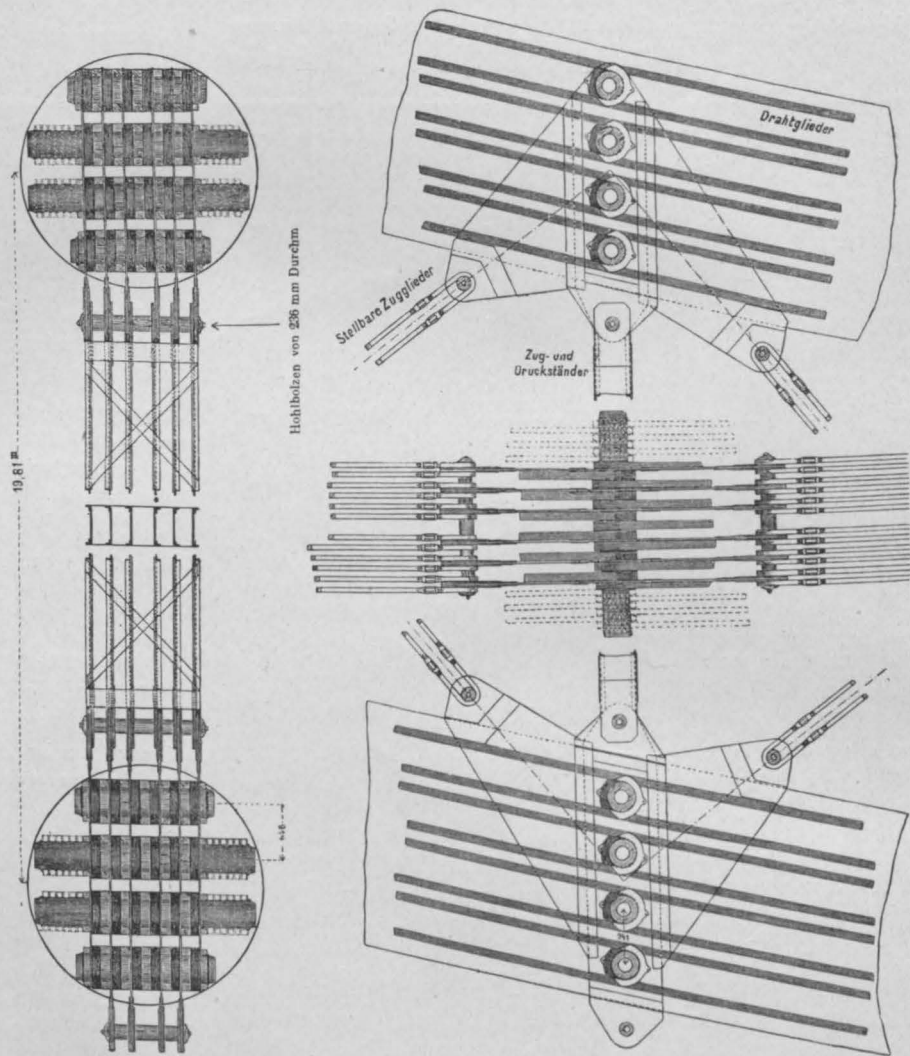


Fig. 934. Querschnitt und Ansicht der Kabelkettengurte im Entwurfe von LINDENTHAL für die Northriver-Brücke (Fig. 932).

brochener schräger Richtung bis zum Verankerungsmauerwerk, so daß dieses außer der lotrechten Seitenkraft des Kabelzuges auch noch die Bogenkraft aufzunehmen hat. Diese Anordnung ist bei den neueren Fähren in *Nantes* und *Marseille* zum Teil in zweckmäßiger Weise verbessert worden, indem man die Versteifungsträger über die Stützpfiler hinaus auslegerartig verlängert und die

Rückhaltseile von den Auslegerenden aus lotrecht zur Erde geführt hat. *Dadurch wird die Bogenkraft auf die Versteifungsträger übertragen.* Außerdem hat man in Nantes und Marseille in der Mittelöffnung einen *Schwebeträger* eingehängt (Fig. 941 u. 942), wodurch die gekrümmten Tragkabel entbehrlich geworden sind, so daß die Fahrbahn nur noch von Schrägseilen getragen wird. Ob aber — im Hinblick auf die Notwendigkeit, den Überbau nach jeder Richtung hin steif zu erhalten — das Einlegen eines Schwebeträgers und die alleinige Verwendung von Schrägseilen empfehlenswert ist, erscheint fraglich. Die schlechten Erfahrungen, die man überall mit der *Schrägkettenbauart* (82) gemacht hat, sprechen dagegen. Man darf auch annehmen, daß die Mängel jener Bauart durch das



Fig. 935. Doppelkettenbrücke der siebenten Straße in Pittsburgh. 1884.
Vgl. Fig. 457, S. 400.

Einlegen von zwei Gelenken zur Aufnahme des Schwebeträgers noch fühlbarer werden müssen, als es ohnehin schon immer geschehen ist.

Der neueste Plan einer französischen Brückenfahre rührt von den Ingenieuren DAYDÉ und PILLÉ her. Diese wollen die *Garonne in Bordeaux*, zwischen dem neuen Orléans-Bahnhofe und dem Cours de Medve durch 302 m weit gespannte mit drei Gelenken versehene *Auslegerbogenträger* überbrücken. Dabei sollen sich die Dreigelenkbogen in ähnlicher Weise auf die Ausleger stützen, wie dies bei der Austerlitzbrücke (Fig. 906, S. 723) geschehen ist. An der Fahrbahn sollen zwei Fährbahnen nebeneinander und unabhängig voneinander aufgehängt werden, jede von 100 t Tragkraft und durch einen 150 Pferdekkräfte starken Motor zu bewegen ³⁹⁹.

³⁹⁹ Génie civil. 1904. Bd. 43. Nr. 8. — Glasers Annalen. 1904. Nr. 637.

3. In *Deutschland* gibt es zurzeit noch keine Brückenfähren. Im Jahre 1903 stellte der Berliner Architekten-Verein als Schinkelaufgabe den Entwurf einer

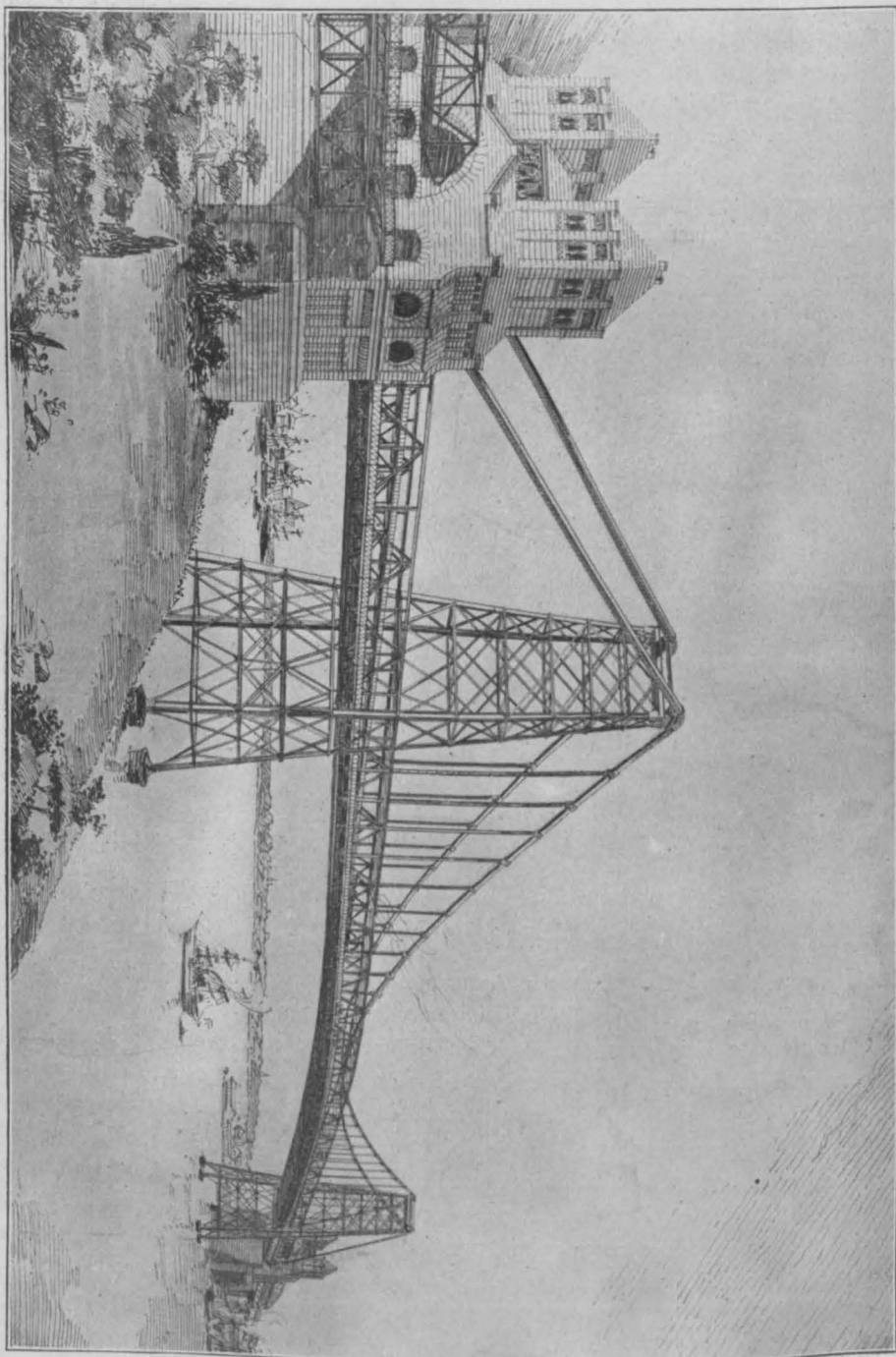


Fig. 936. Entwurf der Gesellschaft Nürnberg für eine Kabelbrücke über die Hafeneinfahrt von Sydney (Australien). 1900.

Schwebefähre über den Kaiser Wilhelm-Kanal bei Brunnsbüttel. 1904 plante man in *Hamburg* eine derartige Verbindung über die Elbe zum Anschluß an die Schiffswerft von Blohm & Voss. Man ließ den Plan aber fallen und beschloß den Bau eines Elbetunnels für Personen- und Fuhrwerkverkehr, weil man fürchtete, durch den Bau einer Fährbrücke, namentlich bei nebeligen Tagen, die Übersichtlichkeit auf dem bei Flutzeiten stark befahrenen Strome zu beeinträchtigen⁴⁰⁰.

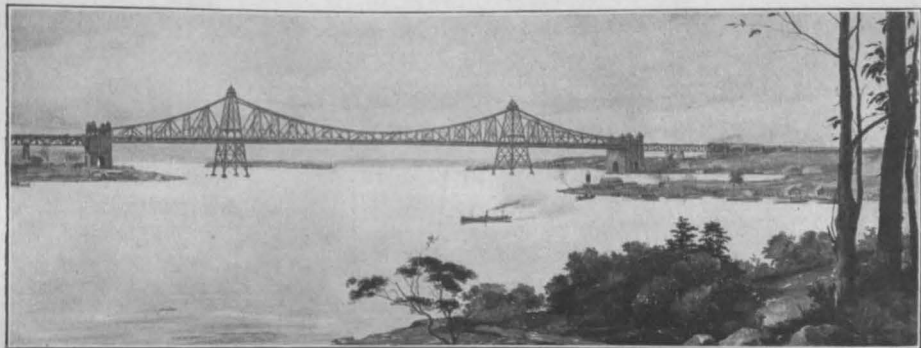


Fig. 937. Der für die Ausführung empfohlene Entwurf der Sydneybrücke. 1902.

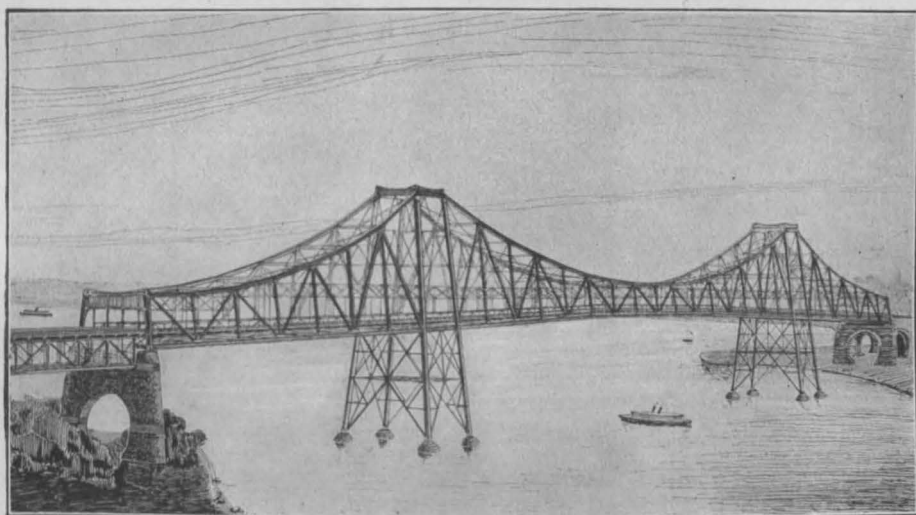


Fig. 938. Ansicht der geplanten Auslegerbrücke über die Hafeneinfahrt von Sydney (Australien). 1902.

Neuerdings ist auch der Plan einer Brückenfähr an die Öffentlichkeit gelangt, die als Ersatz der 320 m langen Schiffbrücke über den Rhein zwischen Koblenz und Ehrenbreitenstein dienen soll⁴⁰¹. Auch hier sind, wie beim erwähnten Entwurfe für die Garonne in Bordeaux für den Überbau *Auslegebogenträger* in

⁴⁰⁰ Zentralblatt der Bauverwaltung. 1904. S. 301.

⁴⁰¹ Die geplante erste Schwebefähr in Deutschland. Der Eisenkonstrukteur. 1907. S. 273.

Aussicht genommen. Weil aber nach der Planung die Fahrbahn nur 11 m über dem höchsten Rheinhochwasser liegen soll, so ist nicht recht einzusehen, warum



Fig. 939. Bilbao. 1892.



Fig. 940. Rouen. 1899.

Fig. 939—940. Die französischen Brückenfähren in Bilbao und Rouen.

man sie nicht noch etwas tiefer legt und eine feste Brücke *ohne* Fährbetrieb baut, wie sie Bonn, Düsseldorf, Worms und Mainz besitzen. Über die Brückenfähre in *Brigh-ton*, wo die maschinell bewegten Wagen wenig unterhalb von Schienenhöhe fahren,

vergleiche man die angegebene Quelle⁴⁰². Eine derartige Brücke ist eigentlich nicht mehr als Fähre anzusehen, denn an der Bauart einer Brücke ändert es

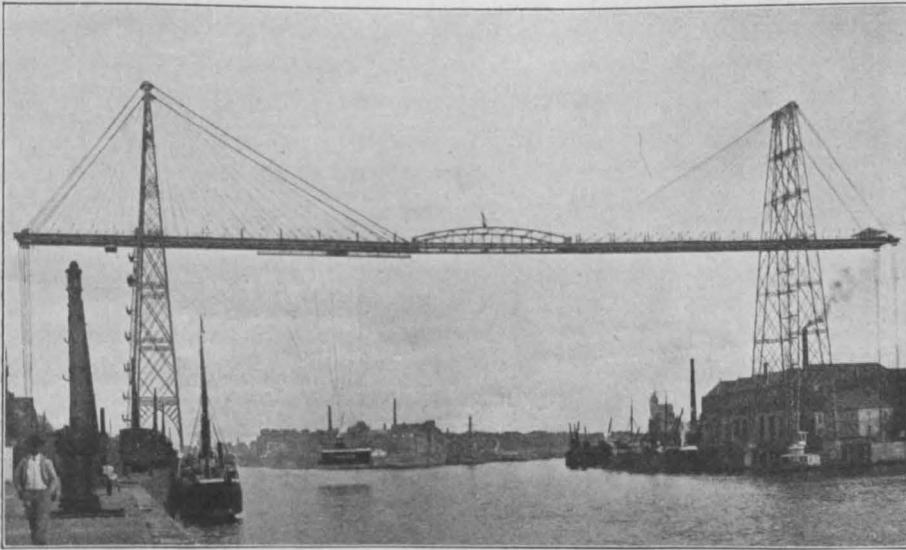


Fig. 941. Nantes. 1903.

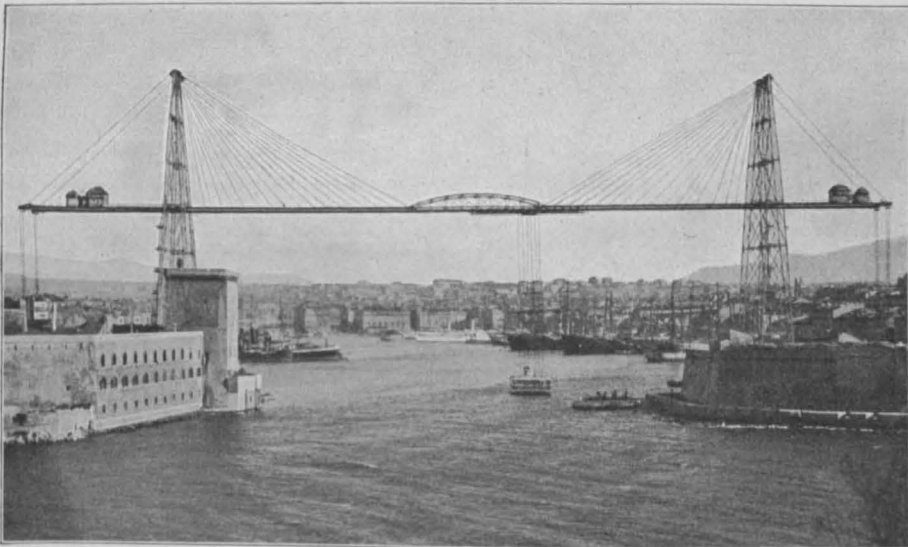


Fig. 942. Marseille. 1904.

Fig. 941—942. Die französischen Brückenfähren in Nantes und Marseille.

wenig oder nichts, ob die Wagen sich oben auf der Fahrbahn oder unten daran hängend bewegen. Im letztgenannten Falle wäre allerdings die Bahn eine

⁴⁰² FÜRSTER, Zeitschr. f. Arch.- u. Bauwesen. 1897. Heft 7. S. 554.

Mehrtens, Brückenbau. I.

sogenannte *Schwebebahn*, die Brücke aber noch keine Brückenfahre. Eine solche ist nach der S. 2 gegebenen Erklärung eine *Hochbrücke*, unter welcher die größten Schiffe mit vollen Masten durchfahren können.

4. Besondere Erwähnung verdient die großartige englische Brückenfahre von 304 m freier Weite, die zwischen *Widness* und *Runcorn* den Merseyfluß in der Gegend zwischen Liverpool und Warrington überspannt, wo zwischen den Merseyufern auf etwa 30 km Länge jede Verbindung für Fuhrwerke fehlte⁴⁰³. Ihr Überbau ist als versteifte Kabelbrücke ausgebildet (Fig. 262, S. 238). Jedes der beiden Kabel besteht aus 19 Spiralseilen, die aus je 127 Drähten von 4,11 mm Stärke um

einen Mitteldraht gewunden sind. Sie sind auf den eisernen Stützpfählen beweglich gelagert und liegen in schrägestellten Trägerwänden. Die *Laufwagen* sind, um ihre beim Fahren eintretenden Verbiegungen unschädlich zu machen, in fünf von Doppelgelenken verbundenen Teilen hergestellt. Ihr Antrieb erfolgt nicht (wie gewöhnlich) durch Zugseile, sondern durch zwei Elektromotoren auf je zwei Triebräder.

Weitere Einzelheiten der Brückenfahren, namentlich über die Belastungen der festen Teile, sowie über die Anordnung und Berechnung der beweglichen Fahrbühnen usw. folgen im II. Bande. Die wichtigsten Grundmaße der Überbauten und Fahrbahnen sind aus der Tabelle 38 zu entnehmen. *Literaturquellen*, in denen die Brückenfahren in ihrer Gesamtheit betrachtet werden, sind unten angegeben⁴⁰⁴. Zu

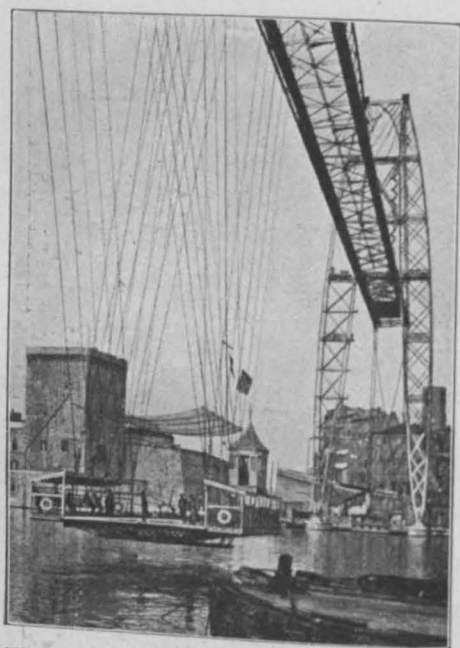


Fig. 943. Das Fährboot in Marseille (Fig. 942).

empfehlen ist auch eine Doktorarbeit, worin der Gegenstand, namentlich in theoretischer Hinsicht, behandelt wird⁴⁰⁵.

116. Der Wettbewerb des Eisens mit Stein, Beton und Eisenbeton.

1. Der Gang der im ersten Abschnitt (4–9) dieser Vorlesungen geschilderten geschichtlichen Entwicklung des Gesamtbrückenbaues bekundet, wie die verschiedenen Arten und Gestalten der heutigen Brückenträger auf wenige von Naturvölkern, Altertum und Mittelalter geschaffene Urbilder zurückzuführen sind.

⁴⁰³ Expert Minutes of Proceedings of the Inst. of Civil Eng. London. 1907. Bd. 165. 1905–1906. 3. Teil. — Deutsche Bauzeitung. 1906. 15. Dezember.

⁴⁰⁴ FÖRSTER, Zeitschr. f. Arch.- u. Bauwesen. 1897. S. 551. — BERNHARD, Zeitschr. d. Ver. Deutscher Ing. 1901. Nr. 20. — LEINEKUGEL LE COCQ, Génie civil. 1903. Bd. 44. Nr. 3 u. 4.

⁴⁰⁵ Dr. Ing. SPECK, Beitrag zur Geschichte und Theorie der Schwebefährbrücken. Fortschr. d. Ing.-Wiss. II. 18. Leipzig. 1908.

Anderseits läßt er erkennen, wie umgekehrt die Eisenbrücken mit wachsender Ausbreitung die Entwicklung der Holz- und Steinbrücken beeinflußt haben. Die Holzbauten mußten, ihrer Feuergefährlichkeit und geringen Dauer wegen, gegenüber den Eisenbrücken zurücktreten. Das ist den Steinbrücken zu gute gekommen, so daß diese allmählich in scharfen Wettbewerb mit dem Eisen treten konnten.

Im Beginn des Eisenbahnbaues herrschten die Steinbrücken vor. Namentlich weite und hohe Talübergänge wurden jahrzehntelang durch Steinbrücken überspannt. Das geschah z. B. im *Neiße*tal bei Görlitz in Schlesien (1844), sowie auch im Elster- und Göltzschtal in Sachsen (1846) und in vielen andern

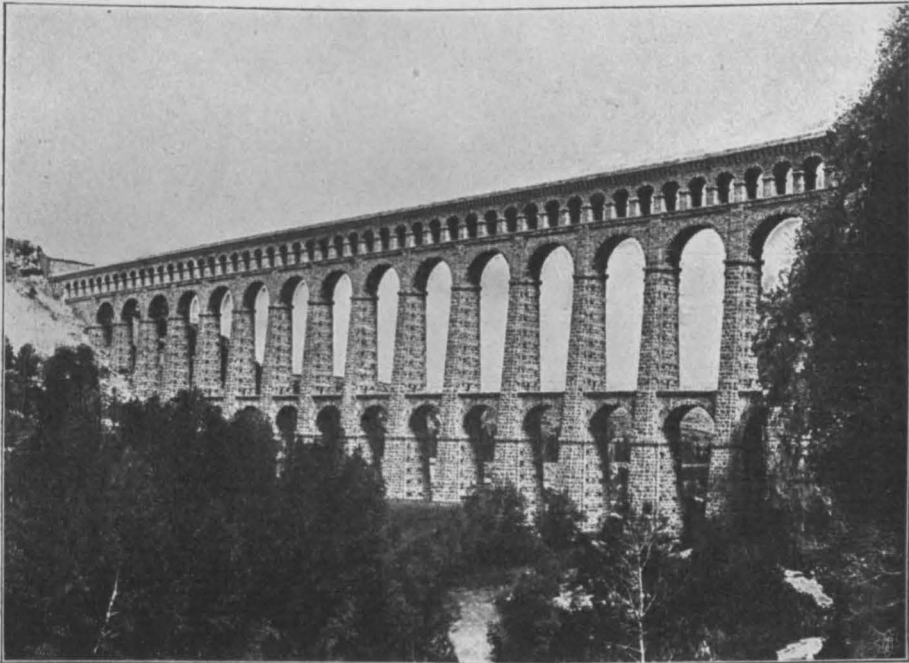


Fig. 944. Aquädukt von Roquefavour in Frankreich. 1846.

Tälern des In- und Auslandes. Die bei der Göltzschtalbrücke erreichte Höhe von 80,4 m wurde von keiner steinern Eisenbahnbrücke der Welt bisher übertroffen. Aber auch unter den Steinaquädukten der älteren und neueren Zeit gibt es nur drei, die eine größere Höhe besitzen. Das sind die Aquädukte von *Spoletto* (Fig. 64, S. 40), *Lissabon* und *Roquefavour*, deren Höhen der Reihe nach, wie sie genannt sind, 90, 85 und 81 m betragen. Der etwa gleichzeitig mit der Göltzschtalbrücke (1846) gebaute Aquädukt von Roquefavour (Fig. 944) erinnert in seiner architektonisch vollendeten Gestalt an die letzten Vorbilder des Altertums (S. 38—40).

Der Stein ist seiner Natur nach nicht dazu geschaffen, bei *Überbrückungen großer Weiten* mit dem Eisen erfolgreich zu wetteifern. Sein großes Eigengewicht,

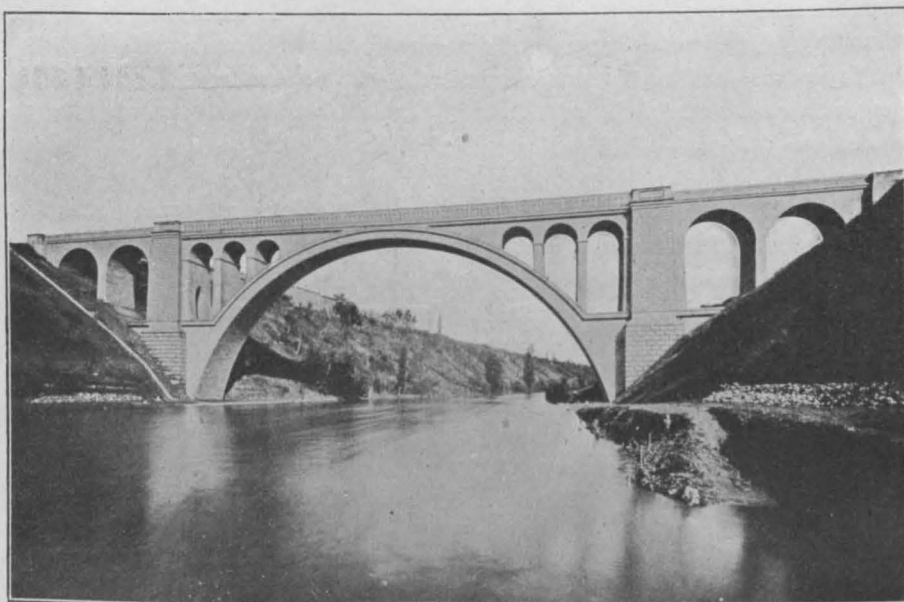


Fig. 945.

Lavourbrücke über den Agoût. 61,5 m Weite.

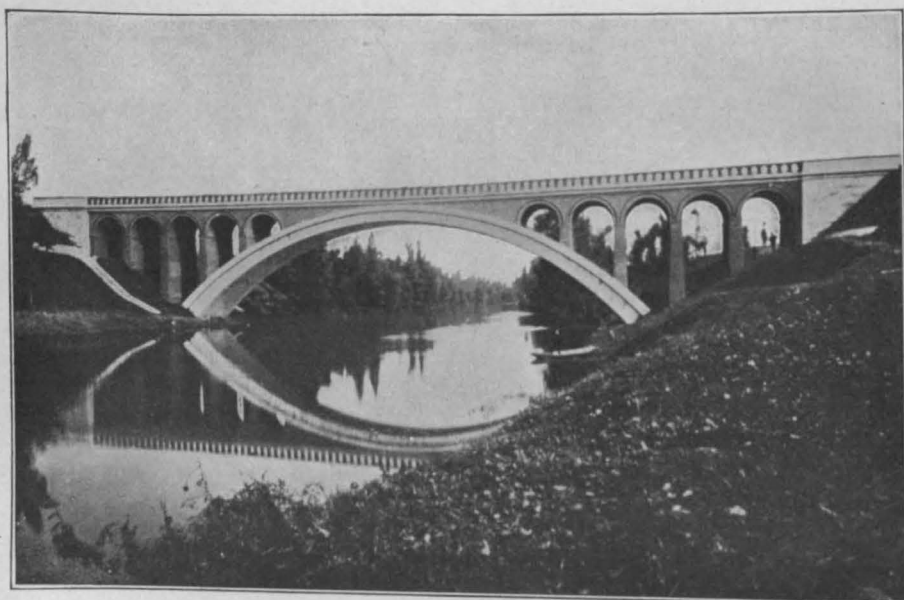


Fig. 946.

Antoinettebrücke über den Agoût. 50 m Weite.

Fig. 945—946. Eisenbahnbrücken auf der Linie Montauban-Castres. 1882—1884.

namentlich aber seine geringe Zugfestigkeit (St. I. § 18) hindern ihn daran, obwohl bei kleineren Weiten ein massiger Steinbau, der gegen Stöße der Verkehrslasten fast unempfindlich ist, in vielen Fällen einem Eisenbau vorzuziehen ist. In richtiger Erkenntnis dieses Umstandes ist man zuerst in Frankreich, das seit Jahrhunderten im Steinbrückenbau für alle Welt vorbildlich gewesen ist, mit der Herstellung eigenartig ausgebildeter gewölbter Eisenbahnbrücken vorgegangen. Das sind die *Lavour*- und die *Antoinette*-Brücke, beide auf der Bahnlinie Montauban-Castres und die *Casteletbrücke* auf der Linie Tarascon-Ax. Sie wurden ganz aus *Bruchstein in Zement* hergestellt und ihre Hauptöffnungen erreichten die für Steinbrücken damals (1882—1884) ungewöhnlichen Weiten von 40 bis 61,5 m.



Fig. 947. Casteletbrücke über die Ariège bei Ax. Bahnlinie Tarascon-Ax. 41,2 m Weite. 1882—1884.

Bezeichnend für ihre Bauart ist die zur Verminderung des Eigengewichtes und zur Erhöhung der Schönheitswirkung dienende (nach den Vorbildern von eisernen Bogenbrücken ausgeführte) Auflösung der Zwickelmassen in Bogenstellungen von kleineren Weiten. Die in Fig. 948 dargestellte *Pruthbrücke* in Galizien, deren Hauptöffnung 65 m mißt, ist eine Nachbildung der französischen Muster.

2. *Der Wettbewerb zwischen Stein und Eisen hat im Brückenbau* allmählich neue Formen angenommen, deren Anfänge in die Zeit der Einführung des Portlandzementes zurückreichen⁴⁰⁶. Seitdem ist man im Steinbrückenbau, immer nach dem Vorgange Frankreichs, dahin gekommen, dem *Zemente* mehr und mehr den Löwenanteil beim Tragen der Belastungen zuzuweisen. Während beim

⁴⁰⁶ FÖRSTER, Die Grundzüge der geschichtlichen Entwicklung des Eisenbetonbaues. Handbuch für Eisenbetonbau. Kap. 1.

Steinbau früher der Mörtel nur eine untergeordnete Rolle spielte, hängt heute der Bestand eines Gewölbes fast allein von der Güte seiner Zementmörtelverbindungen ab, ganz gleich ob dabei der Stein in größeren oder kleineren Stücken verwendet wird, oder ob das Gewölbe ganz aus *Betonmasse* hergestellt wird.

Ausgedehnte Versuche haben inzwischen die Überlegenheit eines tüchtig hergestellten Betongewölbes gegenüber einem Zement-Bruchsteingewölbe überzeugend erwiesen⁴⁰⁷. Auch darf ein Betongewölbe ebenso wie ein eiserner Bogen als ausreichend *elastisch* angesehen und deshalb als solcher berechnet werden.

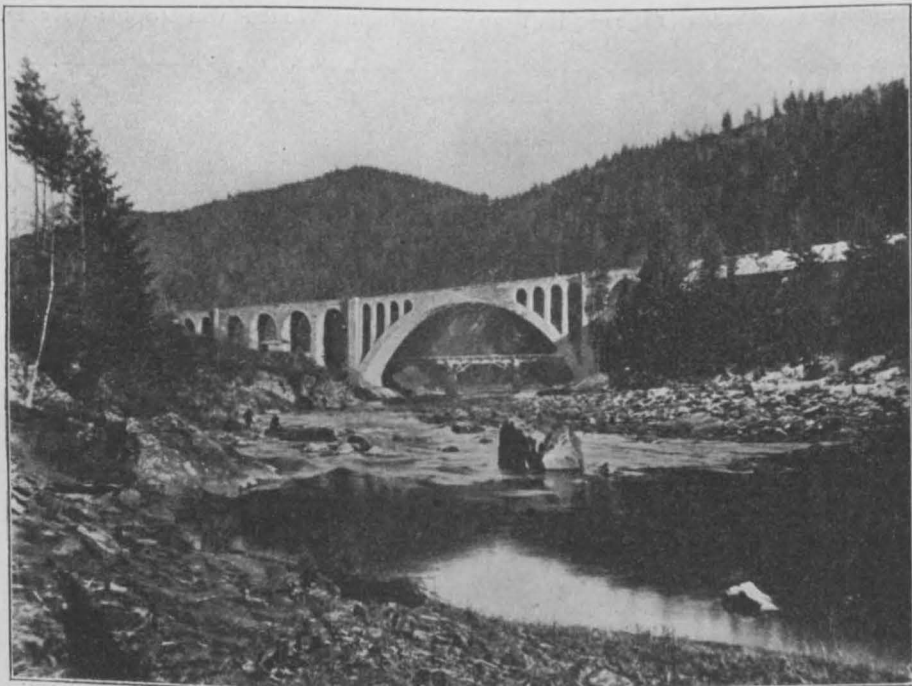


Fig. 948.

Eisenbahnbrücke über den Pruth bei Jaremzee. Galizische Bahn Stanislaw-Woronienka.
65 m Weite. 1892—1894.

(St. II. § 8.) Nur ein einziger Mangel hemmt in vielen Fällen die Verwendbarkeit des Betons. Das ist seine *geringe Zugfestigkeit*. Um diese zu erhöhen hat man bekanntlich ein Mittel erfunden, das sich bereits ausgezeichnet bewährt hat. Es beruht darin, daß man den Beton und seinen Mitbewerber, das Eisen, zu *gemeinsamem Tragen verbindet*. Das geschieht durch *Einlegen von Eisen in die Zugzone der Betonquerschnitte*. Wenn das Eisen darin fest genug haftet, kann es den fehlenden elastischen Widerstand der Zugzone ersetzen, so daß der Beton wesentlich nur noch Druckspannungen aufzunehmen hat (St. I. 123).

⁴⁰⁷ MEHRTENS, Ausführung und Unterhaltung der steinernen Brücken. Handbuch d. Ing.-Wissenschaften. Bd. II. I. Abt. 3. Aufl. 1899.

Infolge der angedeuteten Entwicklung drängt sich, neben dem althergebrachten Ziegel- und Werksteinbau, der reine Betonbau, besonders aber auch der durch Eiseneinlagen verstärkte sogenannte *Eisenbetonbau* immer nachhaltiger in den Vordergrund des Steinbrückenbaues. Großartige Beispiele der Herstellung von Betonbogenbrücken, die nach den obigen Mustern der französischen Werksteinbrücken gegliedert sind, veranschaulichen die Fig. 949 und 950. Es sind die *Moselstraßenbrücke bei Schweich* und die *Eisenbahnbrücke über den Isonzo* auf



Fig. 949. Straßenbrücke über die Mosel bei Schweich. 1906.
Drei Hauptöffnungen von je 46 m Weite.

der Linie Aßling-Triest, beides hervorragende Leistungen der neueren Steinbaukunst. Die Weite der Isonzobrücke — mit 85 m — ist zurzeit die größte aller bekannten steinernen Eisenbahnbrücken. Beide Brücken besitzen keine Gelenke, was besonders hervorzuheben ist. Denn in Deutschland beginnt neuerdings die Sucht, womöglich in jede Betonbrücke Gelenke einzulegen, ernsthafte Bedenken zu erregen. Gut gebaute und gut unterhaltene Steinbrücken haben viele Jahrhunderte überlebt und besaßen keine Gelenke. Warum sollten das unsere Betonbrücken nicht auch können? Deutsche Ingenieure, die ohne zwingende Gründe, Gewölbe mit drei Gelenken herstellen (S. 44), oder in Hinblick auf Eisenbrücken daran denken, steinerne Auslegebogenträger mit drei Gelenken einzuführen, sollten doch stutzig werden, wenn sie sehen, wie gering man in Frankreich, dem

Vaterlande der Steinbaukunst, den Gebrauch von Gelenken seit Jahrzehnten bewertet hat. Meine Ansicht darüber habe ich oft bekannt⁴⁰⁸.

Ungeachtet aller erwähnten Fortschritte zur Erhöhung der Festigkeitseigenschaften des Steines ist man im Steinbrückenbau über eine freie Spannweite von etwa 90 m bis heute noch nicht hinausgekommen. Auch sind *Eisenbetonbrücken* bisher fast ausschließlich nur in Straßen, bis 70 m freier Weite, hergestellt worden. Die Eisenbahnverwaltungen verhalten sich gegen deren Einführung meist noch ablehnend. Sie erwarten von der dauernden Wirkung der Stöße und Erschütterungen des Fahrverkehrs eine allmähliche Lockerung des Verbundes zwischen Beton und



Fig. 950. Eisenbahnbrücke über den Isonzo bei Salcano. Linie Aßling-Triest.
85 m Weite. 1905.

Eisen und fürchten daher für den dauernd sichern Bestand ihrer Brücken. Daher geben sie zurzeit den reinen Betonbrücken den Vorzug (Fig. 950 u. 951).

Im *Eisenbrückenbau* hat man Weiten von 90 m, über welche man im Steinbrückenbau bis heute noch nicht hinaus gekommen ist, schon vor 60 Jahren erreicht und bereits vor zwei Jahrzehnten spannten sich über den Firth of Forth in Schottland jene gewaltigen Eisenträger (Fig. 1) von 521 m Stützweite, die heute noch unübertroffen dastehen. Aller Voraussicht nach wird man bei dieser Weite im Eisenbrückenbau nicht stehen bleiben. Es gibt ja auf der Erde noch ländertrennende Meeresarme genug, deren feste Überschienung schon lange der Wunsch der beteiligten Länder gewesen ist. Die Erfüllung solcher Wünsche

⁴⁰⁸ MEHRTENS, Der Brückenbau sonst und jetzt. Schweiz. Bauz. 1898. Bd. 32. Nr. 10—13, 15 u. 16.

braucht nicht mehr ins Reich der Träume verwiesen zu werden, denn es liegen heute keine unüberwindlichen Hindernisse mehr vor, um Pläne wie den Entwurf von GUSTAV LINDENTHAL für eine Northriver-Kabelbrücke von 945 m Weite der Mittelöffnung (Fig. 931—933) und noch kühnere Pläne der Wirklichkeit entgegen zu führen. Dahin gehören z. B. auch die älteren Pläne zur Überbrückung des Bosphorus von RUPPERT und EADS, die italienische Idee des Baues einer Bogenbrücke über die Meerenge von Messina mit Weiten von 1000 m, endlich auch die Pläne zur Herstellung einer festen Brücke zwischen Stralsund und Rügen, und zur Verbindung von Schweden und Dänemark zwischen Helsingör und Helsingborg, sowie auch zwischen Laaland und Femarn⁴⁰⁹ usw. Es ist also

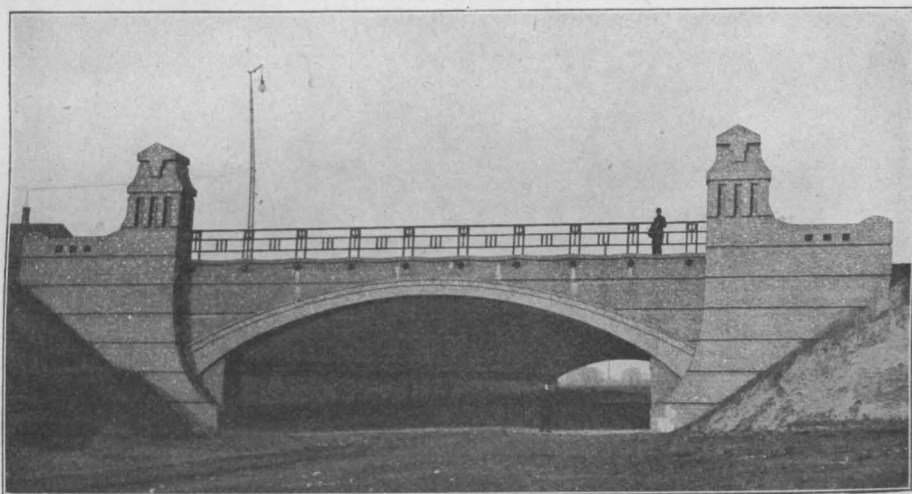


Fig. 951. Eisenbahnüberführung des Klettenbergweges in Köln am Rhein. 1906.

dafür gesorgt, daß dem Eisen ein weites Arbeitsfeld verbleibt, auf welchem ihm weder der Stein, noch der Beton oder Eisenbeton, jemals in den Weg zu treten vermag.

117. Stand des Eisenbrückenbaues in den maßgebenden Ländern.

1. Die bisherigen Darlegungen haben in erster Linie den Zweck, Studierende der technischen Wissenschaften in die verschlungenen Wege der geschichtlichen Entwicklung des Brückenbaues einzuführen. Außerdem bieten sie den Fachgenossen die geschichtlichen Unterlagen für das Verständnis der besonderen Art, in welcher in den maßgebenden Ländern die Brückenbaukunst bisher gepflegt und betrieben worden ist. Eine solche Kenntnis ist für die Erziehung eines Ingenieurs heute notwendiger als je zuvor. Denn der Wettbewerb im Bauwesen, besonders auch im Eisenbrückenbau, hält sich heute nicht mehr innerhalb der Grenzen des eigenen Landes, sondern schreitet weit darüber hinaus. Er ist vielmehr international geworden, wie die Beispiele von *Czernavoda*, *Budapest*, *New*

⁴⁰⁹ Zeitschrift für Transportwesen. 1889. Nr. 16. S. 182.

York, Sydney und andere beweisen. Jeder Mitbewerber sollte deshalb suchen, sich über die Fortschritte in der Ingenieurkunst aller Länder auf dem Laufenden zu erhalten, und jedes Land sollte, wenn es im Wettbewerbe der Nationen nicht zurückstehen und unterliegen will, seinen Ingenieuren dazu die notwendigen Gelegenheiten bieten.

Englands Brückenbaukunst ist über ein Jahrhundert alt und hat wohl mit dem Bau der Forthbrücke (Fig. 1), seinen Höhepunkt erreicht. Ich sah dies großartige Bauwerk als geladener Gast und als Vertreter des preußischen Staates bei der Eröffnung am 4. März 1890. Schon damals vermochte die gewaltige Erscheinung des Eisenkolosses in seiner naturschönen Umgebung mich nicht so zu blenden, daß ich dessen Schwächen nicht mit offenen Augen gesehen hätte. Ich war

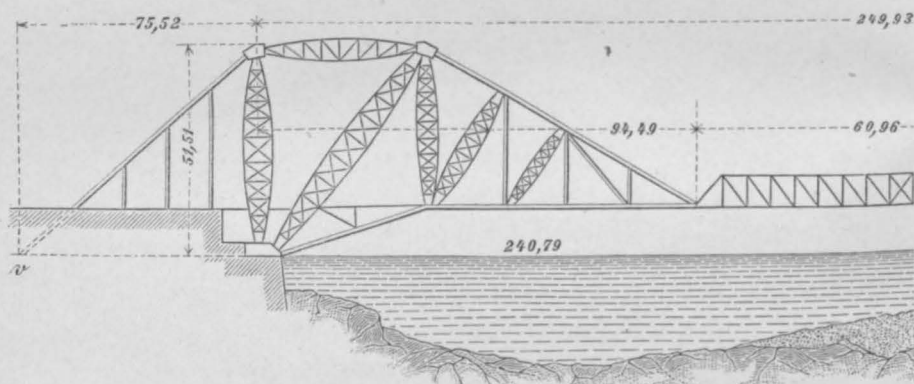


Fig. 952. Auslegerbrücke der indischen Nordwestbahn über den Rohriarm des Indus bei Sukkur. 1886—1889.

aber weit entfernt von jenem ungerechten Urteile, das ein Jahr vorher ein englischer Architekt, WILLIAM MORRIS, in einer Sitzung der Edinburgher Königlichen Gesellschaft der Künste ausgesprochen hatte, indem er die Forthbrücke »die höchste Verkörperung alles Häßlichen« nannte⁴¹⁰. MORRIS war aber noch milde gegenüber jenem hervorragenden amerikanischen Ingenieur, der ein Jahr nach der Eröffnung der Brücke sich zu folgendem Urteile hinreißen ließ⁴¹¹: »Sie alle kennen die Forthbrücke, das ungeschickteste Bauwerk, das jemals von Menschen errichtet worden ist, das häßlichste Stück Ingenieurkunst, meiner Meinung nach, das je entworfen wurde, wenn man vom amerikanischen Gesichtspunkte aus urteilt«. Dazu sagt ZIMMERMANN⁴¹² bei Gelegenheit der Besprechung des Einsturzes der Quebecbrücke: »Es wirkt fast tragisch, wenn man hört, daß der, der damals so sprach, derselbe Fachmann ist, der bei der Aufstellung des Entwurfes und beim Bau der Quebecbrücke als oberster Ratgeber mitwirkte«.

⁴¹⁰ MORRIS sagte: »There could never be an architecture in iron, every improvement in machinery, being uglier and uglier until they reached that supremest specimen of all ugliness — the Forth-Bridge.«

⁴¹¹ Engineering News. 1891. Oktober. S. 368. — Engineering. 1907. September. S. 361.

⁴¹² Zentralbl. der Bauverw. 1907. November. S. 596.

Nach dem Sturze der Quebecbrücke (S. 696) steht die Forthbrücke immer noch unübertroffen in ungebrochener Stärke und alle Welt bewundert auch heute noch mit Recht die Kühnheit und entschlossene Tatkraft jener englischen Fachgenossen, die das für die Geschichte des Eisenbrückenbaues so hoch bedeutsame Werk geschaffen haben. Seit seiner Eröffnung sind fast zwei Jahrzehnte vergangen und es scheint, als ob der Eisenbrückenbau Englands seitdem sich nicht mehr auf seiner einstigen Höhe gehalten hat. Nach dem Urteile vieler einsichtiger englischer Fachgenossen ist er sogar im Niedergange begriffen. Schon ein Blick in die (unter 112—114) gegebenen Tabellen 33—38 belehrt darüber, wie sehr England in neuerer Zeit vom Schauplatz des Baues weitgespannter Eisenbrücken zurück getreten ist. Zählt man alle in den Tabellen verzeichneten Bauwerke ländersweise zusammen, so kommt man zu folgendem Ergebnis:

	Balken- brücken	Bogen- brücken	Hänge- brücken	Zusammen
England	2	1	2	5
Frankreich	1	3	7	11
Deutschland und Österreich-Ungarn .	8	15	2	25
Amerika	11	7	2	20
Die übrigen Länder	3	1	1	5

Überdies kann kaum einer der Entwürfe dieser wenigen größeren englischen Bauwerke vollen Anspruch auf Neuheit, Eigenart oder besonders zweckmässige bauliche Anordnung erheben. Die unglückliche Bauart der *Sukkurbrücke* in Indien (Fig. 952), deren Träger eine Art Mittelding von Krahn, Dachbinder und Balkenfachwerk vorstellen, haben selbst Engländer verurteilt. Das von CULMANN im Jahre 1851 über die zwei Jahre früher von R. STEPHENSON gebaute *High Level-Brücke* in Newcastle (Fig. 394, S. 342) gefällte Urteil trifft bei manchen englischen Eisenbrücken im wesentlichen auch heute noch zu. CULMANN sagte, die Brücke sei »fehlerhaft im Entwurfe«, aber »musterhaft in der Ausführung« und fügt hinzu, England habe mehr als andere Länder Überfluß an geschickten Handarbeitern, daneben unerschöpfliche Geldmittel und wohlfeile Baustoffe. Das ersetze den englischen Ingenieuren ihren Mangel an theoretischer Bildung (S. 343).

Der belgische Ingenieur GÉRARD⁴¹³, der den Ursachen des sichtbaren Niederganges der englischen Brückenbaukunst nachgeht, sieht solche einerseits in dem allgemeinen Tiefstande der englischen technischen Bildung und Literatur und anderseits in der in England gebräuchlichen Art der Entwurfherstellung, die in der Regel von sog. Ingenieurräten (consulting engineers) besorgt werde, ohne daß diese immer die dazu notwendigen, umfassenden Kenntnisse besäßen und mit den ausführenden Werken gehörig Hand in Hand arbeiteten, wie das in Deutschland

⁴¹³ GÉRARD, Notes sur la construction métallique en Angleterre. Extrait du Bulletin scientifique de l'Association des Élèves des Écoles. Spéciales de Liège. 1906. 8. Jahrg. Nr. 1.

und Nordamerika geschähe. In diesen Ländern herrscht allerdings ein mehr wissenschaftlich technischer Geist. Dort ist es guter Gebrauch die Herstellung eines Entwurfes in den Zeichensälen, sowie auch dessen Verwirklichung in der Werkstatt und auf der Baustelle unter einheitliche Leitung zu stellen.

Herr Ingenieur GÉRARD hat gewiß in vielen Punkten Recht, obschon es auch heute noch in England auf den Gebieten der technischen Wissenschaften, des Handels und der Industrie, eine Reihe von hervorragenden Männern und Brückenwerken gibt, wie sie kein anderes Land besser aufzuweisen hat.

Doch neben dieser kleinen Schar von Auserwählten fehlt es dort augenscheinlich an einer größeren Menge jener wissenschaftlich Gebildeten, von deren Mitarbeit an den großen Werken des Tages die Erfolge im internationalen Wettbewerb abhängen. Solche bald zu schaffen, wird in England besonders schwer halten, weil dort höhere technische Bildungsanstalten, wie sie Deutschland und Amerika schon lange besitzen und fördern, fehlen und besonders auch deshalb, weil sie sich ebensowenig wie Armeen aus der Erde stampfen lassen. Dazu kommt noch die weltbekannte Sprachunkundigkeit des Engländers, der die maßgebende technische Literatur des Auslandes nicht versteht und dabei in seiner eigenen Literatur keinen ausreichenden Ersatz findet.

Bezeichnend für obige englischen Verhältnisse ist folgender an sich unbedeutender Vorfall. Einem Herrn Professor X. in England hatten die in meiner Pariser Arbeit über den deut-



Fig. 953. Entwurf vom Wettbewerb um eine Straßenbrücke in Worms. MÖHRING. 1897.

schen Brückenbau veröffentlichten Bogenbrücken mit Zugband sehr gefallen, und er bat mich, ihm *das* Buch anzugeben, nach welchem derartige Bauten berechnet werden könnten. Als ich ihm darauf mehrere solcher Bücher genannt hatte, schrieb mir Herr X., *er könne die Berechnungen nicht verstehen, gab mir dabei aber eine Skizze eines Bogenträgers und bat, ihm die Berechnung dazu zu machen, er schriebe ein Buch über Brückenbau und wolle sie darin aufnehmen.*

2. Frankreich, dessen frühe schon wissenschaftlich erzogenen Ingenieure die ersten Versuche machten eiserne Brücken zu bauen, mußte seine damalige führende Stellung in der Technik und im Bauwesen gegen Ende des 18. Jahrhunderts an England abtreten (S. 55), blieb dann aber immer noch im Bau von Hängebrücken

und Bogenbrücken vorbildlich für das übrige Europa. Besonders aber hat es den Brückenbau seiner Nachbarländer *Spanien*, *Italien* und der *Schweiz* beeinflusst. Auch in *Rußland* haben französische Ingenieure und Werke, seit sie die ersten Petersburger Kettenbrücken bauten (S. 378), immer ein lohnendes Feld ihrer Tätigkeit gefunden. Selbst bis nach *Österreich-Ungarn*, den angrenzenden Donauländern und dem Orient hat sich oft ihr Geschäftsfeld ausgedehnt. Darüber geben die geschichtlichen Tabellen des zweiten Abschnittes und die Erläuterungen dazu näheren Aufschluß. Zu allen diesen Erfolgen Frankreichs hat es wesentlich beigetragen, daß Angehörige der genannten Staaten, namentlich auch Schweizer, Österreicher und Russen eine zeitlang ihre technische Ausbildung in Paris suchten.

Neben Frankreich steht heute *Deutschland* im Vordergrund des europäischen Brückenbaues. Seit der Einführung der basischen Flußmetallbaustoffe (S. 69), in deren Darstellung es zurzeit von keinem Lande der Welt, was Masse und Güte anbelangt, übertroffen wird (S. 72), hat Deutschland verschiedene Male bedeutende Massen von Flußmetall selbst nach Amerika verschifft. Auch nach England hat es angefangen seine Blöcke zu verschicken, weil das dort noch fast ausschließlich verwendete saure Bessemermetall (S. 67 bis 69) namentlich für die Herstellung brauchbarer Nieten und Drähte untauglich ist. Aus diesem Grunde werden in England sogar häufig noch schweiß-eiserne Nieten verwendet⁴¹⁴.

Der deutsche Brückenbau hat sich seit CULMANN und SCHWEDLER (Fig. 242, S. 219 u. Fig. 652, S. 527) unabhängig von England und Frankreich, in vieler Hinsicht vorbildlich für die technische Welt entwickelt, wie es im vorigen ausführlich geschildert worden ist. Grenzen und Bodengestalt des deutschen Reiches haben es mit sich gebracht, daß weitgespannte Brücken, wie sie die großen Ströme Nordamerikas zahlreich forderten, nur selten gebaut worden sind. In der nachstehenden Tabelle, in welcher die weitest gespannten Eisenbrücken der Länder der Welt mit wenigstens einer Weite von 120 m zusammen gestellt sind, erscheint deshalb Deutschland erst an siebenter Stelle, mit den Weiten von



Fig. 954. Entwurf vom Wettbewerb um eine Straßenbrücke in Worms. MÖHRING. 1897.

⁴¹⁴ Nach GÉRARD. Anm. 413. S. 3.

Tabelle 39. Übersicht der weitest gespannten Eisenbrücken der Welt, mit mindestens einer Weite von 120 m.

Nr.	Name des Landes	Name der Brücke und größte Stützweite in runden Metern							
		Hängebrücken		Bogen- und Auslegerbogenbrücken		Reine Balkenbrücken		Auslegerbrücken	
1	England	Cliftonbrücke (Fig. 416)	214	—	—	Britanniabrücke (Fig. 236)	140	Forthbrücke (Fig. 1)	521
2	Nordamerika	Alte Eastriverbrücke (Fig. 31 u. 497)	488	Cliftonbrücke (Fig. 175)	260	Chesapeake- und Ohio-Brücke	168	Blackwell Island- Brücke (Fig. 873)	360
3	Österreich-Ungarn	Elisabethbrücke, Budapest (Fig. 462)	290	—	—	Trisanabrücke (Fig. 803)	120	Franz Josef-Brücke, Budapest (Fig. 871)	—
4	Frankreich	Aramonbrücke	274	Viaurbrücke (Fig. 903)	220	—	—	—	—
5	Schweiz	Saanebrücke (Fig. 547)	265	—	—	—	—	—	—
6	Indien	—	—	—	—	—	—	Sukkurbrücke (Fig. 952)	250
7	Deutschland	Loschitzer Elbe- brücke (Fig. 666)	147	Bonner Brücke (Fig. 893)	—	Alte und neue Brücke bei Dirschau (Fig. 858)	129	Ruhrorter Rhein- brücke (Fig. 180)	204
8	Rumänien	—	—	—	—	—	—	Czernavodabrücke (Fig. 870)	190
9	Portugal	Dourobrücke	170	Dourobrücke Luiz I. (Fig. 234)	172	—	—	—	—
10	Canada	—	—	—	—	Grand-River-Brücke	168	St. John-Brücke	145
11	Holland	—	—	—	—	Leckbrücke, Kuilenburg (Fig. 771)	154	—	—
12	Südamerika	—	—	—	—	Brücke Don Pedro II.	152	—	—
13	Italien	—	—	Addabrücke (Fig. 843)	150	—	—	—	—
14	Australien	—	—	—	—	Hawkesbury-Brücke (Fig. 808)	127	—	—

129 bis 204 m. Das nimmt aber der deutschen Brückenbaukunst nichts von ihrer Bedeutung. Denn es gibt so manches, wodurch sich die Schöpfungen Deutschlands und der ihm geistesverwandten Nachbarländer vorteilhaft auszeichnen. Was das ist, läßt sich schwer in wenigen Worten ausdrücken. Ich möchte sagen, die gründlichen Deutschen versuchen es, die an Entwurf und Herstellung einer Eisenbrücke zu stellenden, zum Teil sich widersprechenden Forderungen der Theorie und Praxis mit dem berechtigten Verlangen nach Sparsamkeit, Wirtschaftlichkeit und Sicherheit des



Fig. 955. Vom Wettbewerb um die mittlere Rheinbrücke in Basel (S. 44).
V. THIERSCH. 1903.



Fig. 956.
Vom Wettbewerb um die mittlere Rheinbrücke in Basel. ZSCHOKKE. 1903.

Baues, sowie auch mit den mehr und mehr laut werdenden Ansprüchen des Schönheitssinnes, nach Möglichkeit zu vereinigen und in dem Gesamtentwurf zum sprechenden Ausdrucke zu bringen.

Deutsche Brückenbauingenieure haben von jeher auf eine angemessene architektonische Ausbildung ihrer Bauwerke Wert gelegt. Professor FRENTZEN⁴¹⁵ in Aachen war es, der zuerst auf die Wichtigkeit des Zusammenarbeitens von Ingenieuren und Architekten bei Brückenbauten hingewiesen hat. Er stützte sich dabei auf die Ergebnisse des öffentlichen Wettbewerbes um den Bau einer

⁴¹⁵ FRENTZEN, Architektur der Brückenbauten. Zeitschrift für Architektur- und Ingenieurwesen. 1899.

Rheinstraßenbrücke in Mainz im Jahre 1881⁴¹⁶. Damals beruhte der durchschlagende Erfolg des preisgekrönten Entwurfes von LAUTER, THIERSCH, BILFINGER und BENKISER (Tab. 30 u. Fig. 840) nicht zum geringsten Teile auf einer schönen und gereiften Durchbildung. Deshalb suchten die in der Folge an einem Wettbewerbe beteiligten Unternehmer sich diesen künstlerischen Teil des Erfolges auch zu sichern. Auf solchem Wege kamen Vertreter zweier bisher getrennt arbeitenden Richtungen zu gemeinsamem Schaffen zusammen. Die dem Architekten dadurch zu Teil gewordene Förderung fand FRENTZEN vor allem darin,



Fig. 957. Oranienstraße.



Fig. 958. Mariannenstraße.

Fig. 957—958. Stützpfeiler von der Berliner elektrischen Hochbahn. 1897—1902.

daß jenem im gemeinsamen Gedankenaustausch Gelegenheit gegeben wurde, sich in die grundlegenden baulichen Bedingungen für den Entwurf von Brücken zu vertiefen. Heute ist die Mitwirkung namhafter Architekten beim Entwurfe größerer Eisenbrücken schon zur Regel geworden. Und weil die *Grund- und Gesamtform* der Brückenerscheinung in erster Linie deren künstlerische Wirkung bestimmt, so sollte der Architekt von vorn herein mit dem Ingenieur zusammen arbeiten und nicht nachträglich erst zugezogen werden, um dem vom Ingenieur im Entwurf bereits festgestellten Baugerippe einen künstlerischen Mantel

⁴¹⁶ Der Wettbewerb für Entwürfe einer festen Rheinbrücke bei Mainz. Deutsche Bauzeitung. 1881.

umzuhängen. Denn keine, nicht aus dem natürlichen Werdegange des Bauwerkes entsprungene Architektur, sei sie an sich noch so geschmackvoll, kann Mängel in der *Gesamterscheinung* der *Hauptlinien und Massen* verdecken oder verbessern. Beachtenswerte ältere Veröffentlichungen über diesen Gegenstand sind unten verzeichnet ⁴¹⁷.

Die Bestrebungen zur Schaffung fester Grundsätze für die *Ausbildung der Kunstformen von Ingenieurbauten* haben in Deutschland erfreulichen Fortgang gefunden. Das bekunden die neuesten Verhandlungen des Verbandes deutscher



Fig. 959. Potsdamer Straße.



Fig. 960. Wassertorplatz.

Fig. 959—960. Stützpfeiler von der Berliner elektrischen Hochbahn. 1897—1902.

Architekten- und Ingenieur-Vereine ⁴¹⁸, in welchen die Frage: »*Welche Wege sind einzuschlagen, damit bei Ingenieurbauten ästhetische Rücksichten in höherem Grade zur Geltung kommen?*« in ausführlicher Weise beantwortet worden ist. Das Vorgehen des Verbandes hat allseitige Zustimmung erfahren. Welche Bedeutung man der von ihm in Fluß gebrachten Frage beigelegt, erkennt man zunächst aus den vielen Vorträgen, die darüber im Berliner Architekten-Verein

⁴¹⁷ HEUSER, Darwinistisches über Kunst und Technik. Zur Entstehung des Gefachstyles, insbesondere der Gelenklager. — Das Werden von Stylformen. Allgemeine Bauzeitung. 1890. Heft 3 u. 4. — 1892. Heft 2 u. 3. — 1894. Heft 7—9.

⁴¹⁸ Geschäftsbericht des Verbandes für das Jahr 1906—1907.

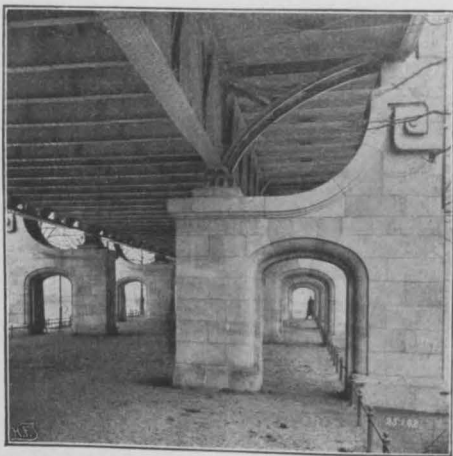


Fig. 961. Durchsicht unter der Haltestelle Bülowstraße.

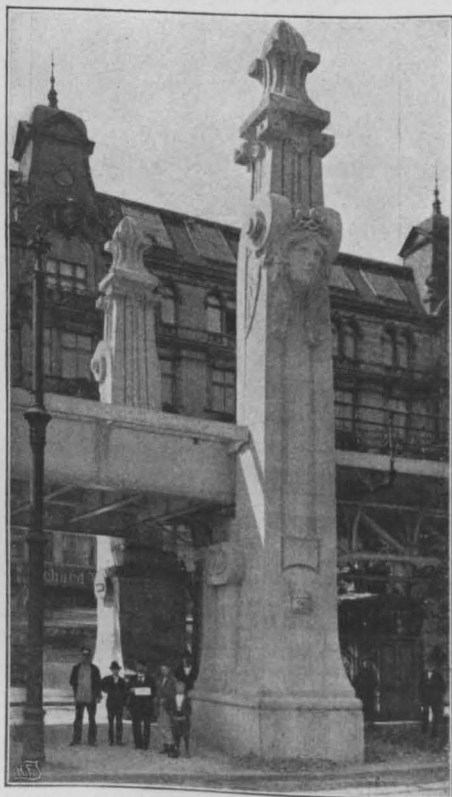


Fig. 962. Überbrückung der Potsdamer Straße.

Fig. 961—962. Bilder von der Berliner elektrischen Hochbahn. 1897—1902.

gehalten worden sind⁴¹⁹. Sehr bezeichnend für die Bedeutung der Bewegung auf diesem Gebiete ist auch das Preisausschreiben der Königlichen Akademie des Bauwesens in Berlin, betreffend eine Abhandlung über die künstlerische Gestaltung von Eisenbauten im Gebiete der Architektur und des Ingenieurwesens⁴²⁰.

Im II. Bande werden die *Kunstformen des deutschen Eisenbrückenbaues* ausführlich behandelt werden. Als Beispiele der bisherigen deutschen Leistungen in diesem Sonderzweige der Eisenbaukunst sind die früheren Abbildungen Fig. 18, S. 11, Fig. 96 und 97, S. 69 und 70, Fig. 73, S. 168 sowie die diesen Darlegungen beigegebenen Fig. 952—962 zu vergleichen.

In der Erkenntnis, daß Einigkeit stark macht, haben sich die deutschen Brückenbau-Anstalten zu einem *Verein deutscher Brücken- und Eisenbau-Fabriken* zusammengeschlossen, um den wachsenden Schwierigkeiten im Wettbewerb und bei der Durchführung der ihnen zufallenden Aufgaben mit vereinten Kräften nachhaltiger als bisher begegnen zu können, namentlich aber auch, um schwebende Fragen aus der Theorie und Praxis des Eisenbaues vereint zu lösen. So hat der Verein jüngst einen großen Geldbetrag ausgeworfen, um Versuche mit Brücken- und andern Eisenbauteilen in größerem

⁴¹⁹ MÜSSIGERODT, Über die ästhetische Durchbildung von Ingenieurbauten. — HOFMANN, Kunst und Ingenieurwesen. — TIEDE, Zur Frage der künstlerischen Gestaltung der Eisenbauten. Vgl. über diese Vorträge die Wochenschrift des Architekten-Vereins zu Berlin. 1907. Dezember. 1908. März und April.

⁴²⁰ Zentralblatt d. Bauverwaltung. 1908. S. 33.

Umfange und gemeinsam mit den zuständigen Staatsbehörden auszuführen. Auf die Veröffentlichung darüber darf man mit Recht gespannt sein und hoffen, daß die Ergebnisse das Ansehen vermehren, dessen sich der deutsche Brückenbau auch unter schwierigen Verhältnissen allezeit erfreut hat.

3. *Nordamerika* ist in der Zahl und den Weiten seiner Eisenbrücken allen andern Ländern überlegen. In der Tabelle 39 steht es im Bau von Hänge-, Bogen- und reinen Balkenbrücken obenan und es hätte heute auch die weitest gespannte Auslegerbrücke im Besitz, wenn die Quebecbrücke nicht eingestürzt wäre (S. 695). Die Ursachen dieses Brückeneinsturzes werden den amerikanischen Ingenieuren lange Zeit zu denken und zu bessern geben, nicht allein in rein bautechnischen Dingen, sondern vielmehr auf denjenigen Gebieten, die mit den geschäftlichen Gebräuchen zu Erlangung der Entwürfe für ihre großen Eisenbrücken zusammenhängen. Der scharfe Wettbewerb, wie er in Amerika unter den Brückenbauanstalten und freien Brückenbauingenieuren von jeher üblich war (S. 594), birgt Gefahren in sich und die Frage, ob er nicht in letzter Linie auch bei dem Fall der Quebecbrücke eine mittelbare Rolle gespielt hat, liegt nahe. Diese Brücke sollte weitgespannt und dabei billig sein. Das führte zur Ablehnung der mitwerbenden versteiften Hängebrücke, nach dem Entwurf von LINDENTHAL, obwohl diese nur wenig teurer war als die Auslegerbrücke und (ohne ein Verbauen des St. Lorenzstromes durch feste Gerüste) in kürzerer Zeit fertig gestellt worden wäre. Andererseits führte obige Forderung zur Annahme hoher Zahlen für die Druckspannungen, wobei die unvermeidlichen Ungleichmäßigkeiten in der *Lastverteilung*, die bei Knickbeanspruchungen so gefährlich werden können, unberücksichtigt geblieben waren.

Schon vor der Inangriffnahme des Baues der Quebecbrücke lagen beachtenswerte amerikanische Druckversuche mit zusammengesetzten Eisenstäben vor, ausgeführt (1888—1902) von BUCHANAN⁴²¹, einem Brückenbauingenieur der Pennsylvania-Bahn. Sie sollen in der zweiten Auflage meiner Vorlesungen über Festigkeitslehre



Fig. 963. Pfeiler der Franzensbrücke von der städtischen Donaukanalbrücke in Wien. 1898—1899.

⁴²¹ Engineering News vom 26. Dezember 1907. — SEYDEL, Druckversuche an ausgeführten Brückenteilen. Stahl und Eisen. 1908. April. S. 581.

und Statik der Bauwerke näher besprochen werden. Bei der Besprechung der Veröffentlichung von BUCHANAN hat sich auch WADDELL beteiligt⁴²², der Verfasser des ausgezeichneten Werkes »*De Pontibus*«, das 1897 in erster und 1905 in zweiter Auflage erschienen ist und das für ein Studium des amerikanischen Brückenbauwesens sehr gute Dienste leistet. WADDELL hat selbst Druckversuche mit gewöhnlichem Flußstahl als auch mit *Nickelstahl* angestellt (S. 679). Er schließt seine Auslassungen etwa mit folgenden Worten: »Die Wichtigkeit einer tüchtigen Ausbildung von Einzelheiten kann nicht dringend genug ans Herz gelegt werden, besonders im Hinblick auf das Unglück mit der Quebecbrücke, das offenbar auf unwissenschaftliche Abmessungen der Druckgurte zurückzuführen ist, usw.⁴²³«.

Je mehr die Weiten, Verkehrslasten und Geschwindigkeiten im amerikanischen Brückenbau sich vergrößern, desto stärker werden den amerikanischen Fachgenossen

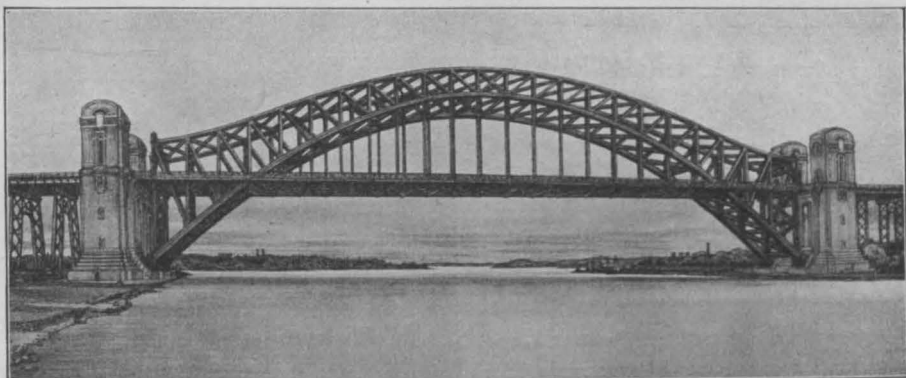


Fig. 964. Ansicht der Hell Gate-Eisenbahnbrücke in New York.
Entwurf von LINDENTHAL und HORNBOSTEL. 1907.

die *Mängel ihrer Bolzenbrücken* fühlbar. Die Nachteile sind bei kleineren Spannweiten im wesentlichen geringe Steifigkeit und Betriebsicherheit, und bei größeren Weiten die zunehmenden Schwierigkeiten und Kosten bei der Herstellung und Zusammensetzung der Kettenstäbe und Bolzen in der Werkstatt und auf der Baustelle. Denn schwere und leichte Augenstäbe in einer und derselben Maschine herzustellen ist kostspielig, und neben großen Maschinen auch solche von kleineren Abmessungen im Betrieb zu halten wäre unwirtschaftlich, weil für beide Sorten nicht immer ausreichende Arbeit vorhanden sein würde. Deshalb vermehren sich in Amerika zusehends die nach europäischer Art durchweg vernieteten Eisenbrücken, deren größere Steifigkeit und Betriebssicherheit aller Erfahrung nach ohne Frage ist. Bis zu einer Weite von etwa 60 m (200') baut man in Amerika Bolzenbrücken gewöhnlich nicht mehr, weil die Bolzen unter dem Spannungswechsel der Wandstäbe erfahrungsmäßig *stark ausgerieben werden*

⁴²² Engineering News. 1908. Januar. S. 60.

⁴²³ Report of the Royal Commission on the Cause of the Collapse of the Quebec Bridge. Engineering Record. 1908. I. S. 309.

(128, Nummer 20 u. 21 der Specifications). Bei größeren Brückenweiten wächst das Verhältnis von Eigenwicht zu Verkehrslast derart, daß *nur wenige Felder* verbleiben, in denen Spannungswechsel der Wandstreben eintritt.

Auslegerbrücken baut man in Amerika meist nur in denjenigen Fällen, wo deren Aufstellung ohne feste Gerüste eine unumgängliche Bedingung ist, wie in den Flußbetten des Niagara und Mississippi, in den von plötzlich eintretenden Hochwassern heimgesuchten Flüssen Ohio und Alleghany oder in den für die Schifffahrt frei zu haltenden großen Strömen, wie Hudson und Eastriver in

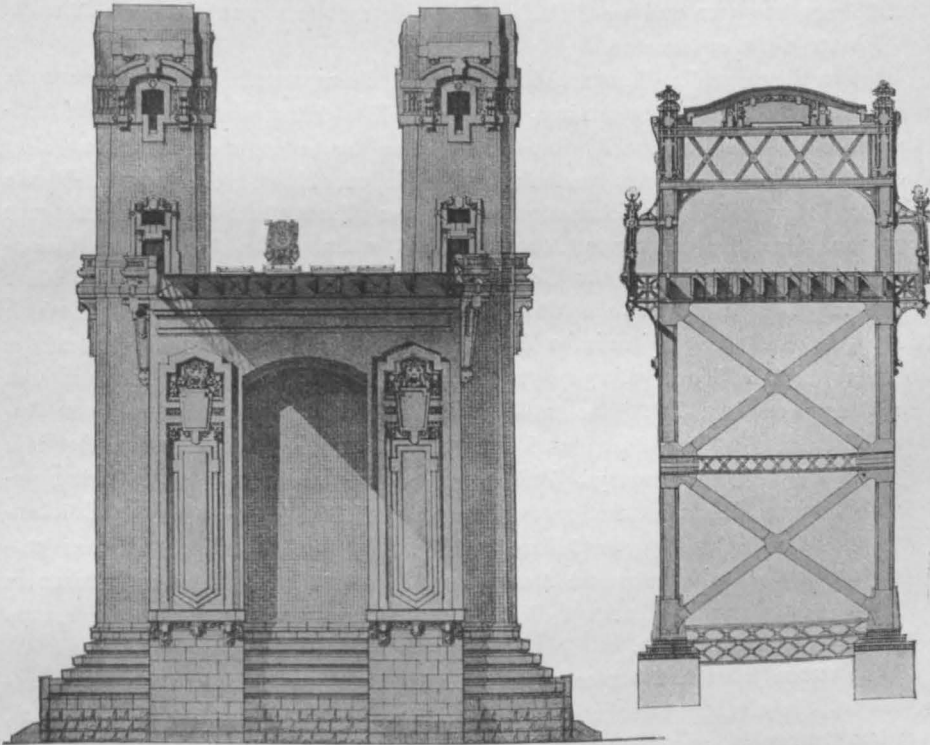


Fig. 965. Querschnitte vom Plane der Hell Gate-Eisenbahnbrücke in New York.

LINDENTHAL und HORNBOSTEL. 1907.

New York. In Fällen, wo solche erschwerende Bauverhältnisse nicht vorliegen, baut man in Amerika einfache Balkenbrücken, weil diese sich unter sonst gleichen Umständen dort billiger stellen als Auslegerbrücken. Das sollte man in Deutschland, wo kleinere Auslegerbrücken meistens nur ihrer angenehmen äußeren Erscheinung wegen gebaut werden, wohl bedenken.

Weder die englischen noch die deutschen Brückenbauwerke können sich, was die *Jahreserzeugung an fertigen Eisenbauten* anlangt, mit den amerikanischen Anstalten messen. Im Jahre 1900 machte die jährliche Leistung der größten deutschen Werke nicht ganz 20000 t, heute mag sie vielleicht auf 30000 t

gestiegen sein. Dagegen gibt es einzelne amerikanische Werke, deren Jahresleistung 50000 bis 80000 t und mehr beträgt⁴²⁴. Sechszwanzig der bedeutendsten Brückenbauwerke mit einer Jahresleistung von 700000 bis 800000 t haben sich (1900) zu der American Bridge Co. vereinigt. Das läßt erkennen, wie drohend der amerikanische Wettbewerb auch nach Europa hin bereits seine Schatten wirft. Glücklicherweise finden aber die amerikanischen Werke vorläufig immer noch Absatz genug in ihrem eigenen Lande, das bekanntlich ein etwa sechsmal größeres Eisenbahnnetz unterhält als das deutsche Reich und innerhalb dessen Grenzen weite Länderstrecken ihr Aufschließen durch Wege und Eisenbahnen erwarten und wo Zollschranken, wie auf dem europäischen Festlande, den Absatz nicht erschweren.

Infolge ihrer großen Leistungsfähigkeit und Bewegungsfreiheit versenden die amerikanischen Brückenbauanstalten, von deren Einrichtungen im III. Bande ausführlich die Rede sein wird, ihre Erzeugnisse heute in vier Weltteile. Nur Europa ist ihnen bis jetzt verschlossen geblieben, obwohl die Pencoyd-Werke bei der 1897 erfolgten Ausschreibung einer Ysselbrücke bei Utrecht mit 2011500 Mark das niedrigste Gebot machten, während die Dortmunder Union-Werke 2521700 Mark und die Gesellschaft Harkort in Duisburg 2067200 Mark forderten. Der letztgenannten Gesellschaft wurde die Ausführung nur deshalb übertragen, weil die holländische Bauverwaltung dem deutschen Verfahren des Bohrens der Nietlöcher (S. 136) gegenüber dem amerikanischen Lochverfahren den Vorzug gegeben hat. Die große Leistungsfähigkeit der amerikanischen Anstalten bewies sich im glänzenden Lichte auch beim Bau der *Atbarabrücke*⁴²⁵ in Ägypten, die von den Pencoyd-Werken in der von der englischen Regierung geforderten kurzen Lieferzeit fertig gestellt wurde, während die englischen Brückenbauwerke der Regierung unerfüllbare Bedingungen gestellt hatten. Ebenso entging den englischen Werken die Ausführung einer größeren Zahl von Brücken in Uganda, weil dafür die Pencoyd-Werke viel billigere Preise und kürzere Fristen angeboten hatten, als jene.

Im letzten Jahrzehnt hat man in Amerika nach europäischem Vorgange angefangen, die eigenen Eisenbrücken nicht mehr als bloße Nutzbauten anzusehen, sondern nebenbei auch für ein gefälliges Äußere zu sorgen. Deshalb zieht man dort, besonders bei Brücken in großen Städten neuerdings auch Architekten zu Rate. So ist bei der Bearbeitung des Entwurfes für die *Manhattan-Brücke* (Fig. 923), deren Fertigstellung 1910—1911 erwartet wird, ein namhafter Architekt gehört worden. Nach DIRCKSEN⁴²⁴ reisten in Boston sogar ein Ingenieur und ein Architekt vor endgültiger Feststellung eines ihnen anvertrauten Brückenentwurfes zum Studium von Kunstformen hervorragender Brückenbauten nach Europa. Bezeichnend für diese neue Erscheinung im amerikanischen Brückenbau ist auch die Tatsache, daß man in Washington, um für einen dortigen Brückenbau

⁴²⁴ DIRCKSEN, Der Brückenbau in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure. 1908. Bd. 52. Nr. 10. S. 370.

⁴²⁵ KUNZ, Eine amerikanische Brücke im Sudan. Zeitschrift des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins. 1900. S. 117.

in künstlerischer Hinsicht einen möglichst vollkommenen Entwurf zu erhalten, einen öffentlichen Wettbewerb ausgeschrieben hat.

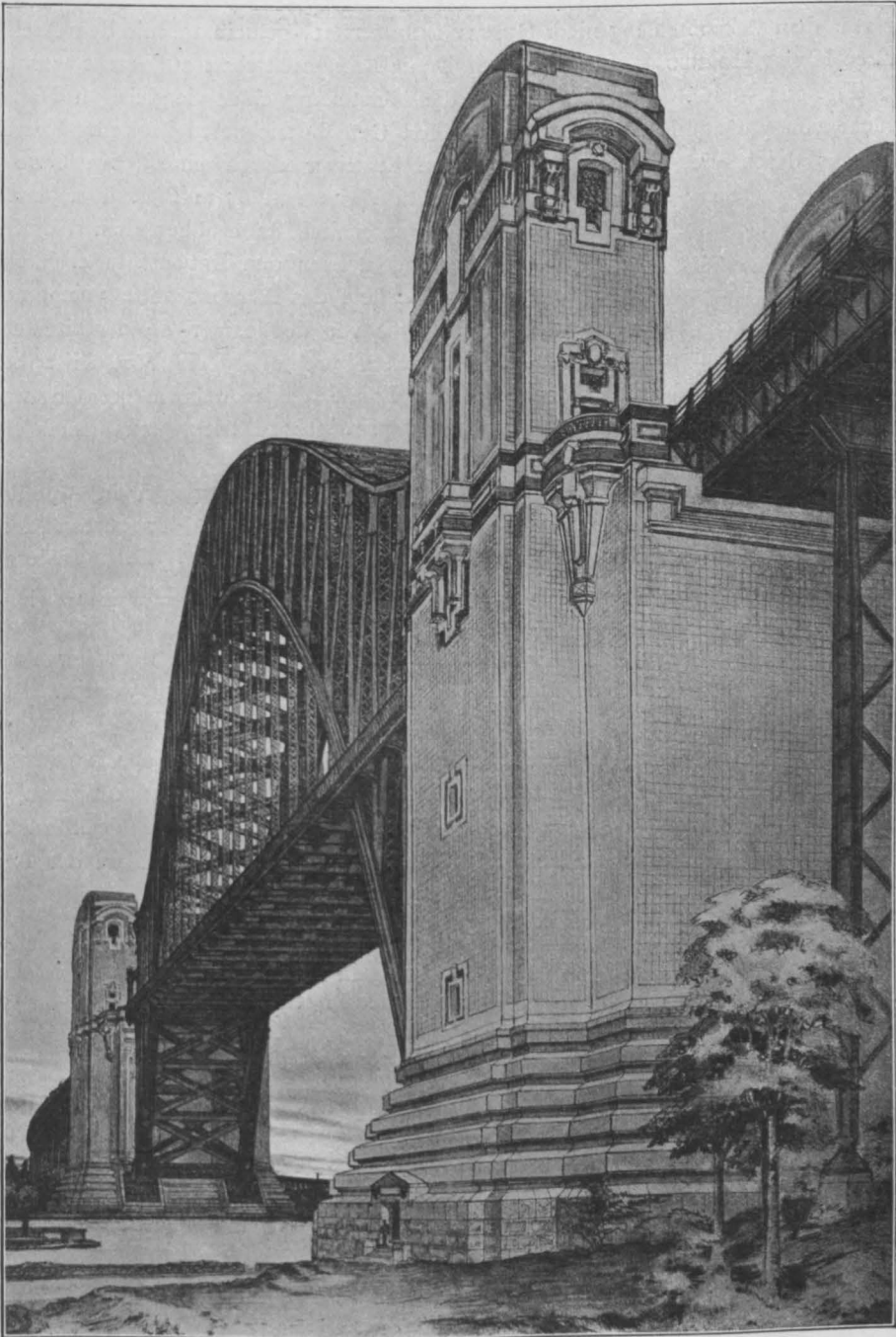


Fig. 966. Die Zweigelenkbogen-Öffnung der Hell Gate-Brücke in New York (Fig. 964). 1907.

Eins der neuesten Beispiele für das Bestreben der amerikanischen Ingenieure, ihre Brückenentwürfe mehr als bisher künstlerisch durchzubilden bietet der großartige Plan einer *Eisenbahn-Bogenbrücke über das Hell Gate in New York*⁴²⁶, wie er von dem bekannten Ingenieur GUSTAV LINDENTHAL, gemeinsam mit dem Architekten HENRY HORNBOSTEL für die Pennsylvania Bahngesellschaft aufgestellt worden ist (Fig. 964—966). Der Plan umfaßt die Herstellung einer viergleisigen Hochbrücke von 5,2 km Länge, die den als Hell Gate bezeichneten breiteren Stromarm des durch die Wardsinsel gespaltenen Eastriver durch eine (etwa 8000 t schwere) Zweigelenk-Bogenbrücke von 298 m Weite und 67 m Pfeil überspannt. Ihre Gleise liegen etwa 43 m und ihr Bogenscheitel 82 m über dem Wasserspiegel. Die deutsche Bauzeitung⁴²⁷ bemängelt zwar den Entwurf in architektonischer Hinsicht ein wenig, sagt aber schließlich, das Bauwerk dürfe »nicht nur vom Standpunkte des Ingenieurs, sondern auch von demjenigen des Architekten, überhaupt vom allgemeinen künstlerischen Standpunkte als ein Fortschritt bezeichnet werden, bedeutet es doch in einem Lande, das man lange gewöhnt war als den Vertreter des krassesten Nützlichkeitsprinzips zu betrachten, einen erfreulichen Umschwung der Anschauungen.«

Ein weiteres Anzeichen für die Wandelung der Anschauungen in Amerika bietet der Entwurf einer großartigen *Eisenbeton-Bogenbrücke*, der zurzeit dem städtischen Kunstausschuß in New York zur Beurteilung vorliegt⁴²⁸. Einen früheren Plan für eine Eisenbrücke hatte der Ausschuß, weil er ihm nicht monumental genug schien, verworfen. Nach dem neuen Plane wird die Brücke 865 m Länge und 24,38 m Breite erhalten, wobei der Harlemfluß und vier Gleise der New York Zentralbahn mit einem Bogen von 216,41 m Weite frei überspannt werden. Der Entwurf ist unter der Oberleitung von Professor BURR durch die Ingenieure STEVENSON und MOISSIEFF bearbeitet und durch den Oberingenieur INGERSOLL genehmigt worden. Architekt ist WHITNEY WARREN von der Firma Warren & Witmore. Die Kosten des Baues, dessen Weite fast diejenige der Cliftonbrücke über den Niagara erreicht, sollen 15,5 Millionen Mark betragen, wovon der Bau des Hauptbogens allein etwa die Hälfte beansprucht.

⁴²⁶ Projected steel arch bridge over the East River at Hellgate. New York City. Engineering News. 1907. Bd. 57. S. 583. — Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure. 1907. S. 1281. — Schweizer Bauzeitung. 1907. Bd. 50. S. 190.

⁴²⁷ Deutsche Bauzeitung. 1907. Nr. 70. S. 489.

⁴²⁸ Entwurf zu einer gewölbten Eisenbetonbrücke von 216 m Spannweite über den Harlemfluß bei New York. Deutsche Bauzeitung. 1908. Nr. 3. S. 17. — Engineering Record und Engineering News. November 1907.

Anhang.

§ 12. Über gewalzte Formeisen des In- und Auslandes.

118. Die Formeisen Deutschlands (14—17).

1. Hier sind in erster Linie die ausführlichen Darlegungen unter 15—17 zu beachten mit den Abbildungen der deutschen Normalprofile in den Fig. 119—123, deren Herstellung durch Walzen in den Fig. 124—127. Über die deutschen Normalprofile gibt am genauesten das deutsche Normalprofilbuch Auskunft, dessen 7. Auflage zurzeit im Erscheinen begriffen ist. Gute Zusammenstellungen findet man darüber auch bei VIANELLO⁴²⁹.

VIANELLO gibt auch ein Verzeichnis aller in Deutschland gewalzten I- und C-Eisen folgender Hüttenwerke:

1. Gebr. Stumm, Neunkirchen (Reg.-Bez. Trier). 1899.
2. Union, Aktiengesellschaft für Bergbau, Eisen- und Stahl-Industrie, Dortmund. 1900.
3. Vereinigte Königs- und Laurahütte, Aktiengesellschaft für Bergbau und Hüttenbetrieb. Königshütte O.S. 1900.
4. Oberschlesische Eisenbahnbedarfs-Aktiengesellschaft, Friedenshütte O.S. 1901.
5. Hörder Bergwerks- und Hüttenverein, Hörde. 1901.
6. Gutehoffnungshütte, Aktienverein für Bergbau- und Hüttenbetrieb, Oberhausen (Rheinland). 1902.
7. Gewerkschaft Deutscher Kaiser, Bruckhausen. 1903.
8. Lothringer Hüttenverein Aumetz-Friede, Knettingen (Lothringen). 1903.
9. Röchlingsche Eisen- und Stahlwerke, G. m. b. H., Völklingen (Saar). 1903.
10. Rombacher Hüttenwerke, Rombach (Lothringen). 1903.
11. Aachener Hütten-Aktienverein, Rote Erde. 1904.
12. Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten-Aktiengesellschaft, Differdingen. 1904.
13. Luxemburger Bergwerks- und Saarbrückener Eisenhütten-Aktiengesellschaft, Burbacher Hütte, Burbach bei Saarbrücken. 1904.
14. De Wendel & Co., Hayingen (Lothringen). 1904.

Die unter 2 und 6 genannten Werke beschäftigen sich besonders auch mit Eisenbrückenbau.

2. Über die österreichischen Normalprofile vgl. man die angegebene Quelle⁴³⁰.

119. Die Formeisen in den Vereinigten Staaten von Nordamerika und in England.


1. Die Formen der amerikanischen Profile sind im allgemeinen den deutschen gleich. Normalprofile im deutschen Sinne gibt es in Amerika nicht, doch weichen die von den verschiedenen Walzwerken hergestellten Profile nur wenig voneinander ab. Ihre Abmessungen springen immer um 1—2 Zoll (also 2,5—5 cm), besitzen also weniger Abstufungen in den Höhen, dagegen

⁴²⁹ VIANELLO, Der Eisenbau. S. 611—635.

⁴³⁰ Handb. der Ing.-Wissenschaften. Bd. II. 2. Abt. 3. Aufl. S. 123—134.

mehr Abstufungen in den Stärken, als die deutschen Normalprofile. I-Eisen gibt es bis 610 mm Höhe. Ihre Flanschbreiten sind geringer als die der deutschen Profile, ebenso die Stärken der Flanschen und besonders der Stege. Daraus ergibt sich zu Gunsten der amerikanischen Profile ein besseres *Verhältnis von Widerstandsmoment zu Gewicht* für eine bestimmte Größe des Widerstandsmomentes als es die deutschen Profile besitzen. Daher die S. 91—92 erwähnten Beratungen über eine etwaige Abänderung der jetzigen Reihe der deutschen I-Profile. Einen Vergleich zwischen den amerikanischen und deutschen I-Profilen gibt die Tabelle 40. Über die *Differdinger Greyprofile* ist S. 88—91 zu vergleichen.

Die *Herstellung großer C-Eisen* bis 38 cm Höhe, wie sie in Amerika gewalzt werden, würde auch für den deutschen Brückenbau wertvoll sein. Die Flanschbreiten sowie Flansch- und Stegstärken der amerikanischen C-Eisen sind jedoch kleiner als bei den deutschen Profilen.

Die *Winkelisen* werden in Amerika bis zu einer Schenkellänge von 20,32 cm mit einem Querschnitt von 108 qcm (57,5 qcm größtes deutsches Profil) gewalzt und meistens in den Gurten großer Blechträger verwendet. Die Abmessungen der I, Z und  Eisen entsprechen im allgemeinen denen der deutschen Profile. Eine amerikanische Eigentümlichkeit sind die verschiedenen *Trogeisen* für die Fahrbahn, die im II. Bande zu besprechen sind.

Die *Normallänge* der Walzeisen erreicht etwa 18,3 m. Um Stöße zu vermeiden, verwendet man bei großen Blechträgern aber auch Stücke von über 30 m Länge. *Universaleisen* werden in Amerika sehr viel verwendet, bis 1,22 m Breite bei 18,3 und mehr Meter Länge.

Tabelle 40. Vergleich der amerikanischen und deutschen I-Profile.

Amerikanische Profile			Widerstands- gewicht geteilt durch Gewicht	Deutsche Profile von an- nähernd gleichem Widerstandsmoment	
Profil Zoll	Höhe mm	Breite mm		Höhe mm	Widerstands- moment geteilt durch Gewicht
4 × 2,66	101,6	67,6	4,42	110,0	4,50
5 × 3,00	127,0	76,2	5,51	140,0	5,80
6 × 3,33	152,4	84,6	6,58	160,0	6,60
7 × 3,66	177,8	93,0	7,63	180,0	7,40
8 × 4,00	203,2	101,6	8,67	210,0	8,70
9 × 4,33	228,6	110,0	9,74	230,0	9,50
10 × 4,66	254,0	118,4	10,77	250,0	10,23
12 × 5,00	304,8	127,0	12,69	290,0	11,70
12 × 5,25	304,8	138,4	12,34	320,0	13,00
15 × 6,00	381,0	152,4	14,95	380,0	15,20
15 × 6,40	381,0	162,6	14,49	42,5	16,90
18 × 6,00	457,2	152,4	18,08	40,0	16,00
20 × 6,25	508,0	158,8	19,79	450,0	17,90
20 × 7,00	508,0	177,8	20,13	47,5	18,80
24 × 7,00	609,6	177,8	24,29	500,0	19,70

2. *Bleche* werden in England seltener in Stärken von $\frac{3}{8}$ " (9,5 mm), meistens $\frac{1}{2}$ " (12,7 mm) und selbst $\frac{3}{4}$ " (19 mm) verwendet. Wenn in England das Metermaß eingeführt wäre, würden die Stärken im allgemeinen wohl kleiner gewählt werden. 8 mm als untere Grenze wäre ausreichend. Die englischen Normalprofile (British Standard Sections) von I-Eisen mit ihren breiten Flanschen, die meistens in Belgien gewalzt werden⁴³¹, sind sehr zweckmäßig. Auch Differdinger Greyprofile werden in England viel verbraucht.

⁴³¹ Nach GÉRARD, Anmerk. 413, S. 5.

§ 13. Belastungen und zulässige Spannungen eiserner Brücken in Deutschland.

Tabelle 41. Fahrbahngewichte der Eisenbahnbrücken⁴³².

Art der Eisenbahn	Lage der Fahrbahn		Hauptträger-Abstand im Mittel m	Gewichte in kg für 1 m Brückenlänge							
				Oberbau		Gewicht der		Gewicht des Bahngerippes		Gesamtgewicht der Fahrbahn	
				ohne Bettung	mit Bettung	Querträger $c = \text{Querträgerabstand}$	Längsträger	genau	im Mittel	ohne Kiesbettung	mit Kiesbettung
Hauptbahnen	eingleisige	oben	3,0	420—470	3000—3200	$24 + \frac{240}{c}$	$32 + \frac{32}{c}$	$56 + \frac{272}{c}$	124	575	3220
		unten	4,9	420—470	3000—3200	$45 + \frac{450}{c}$	$32 + \frac{32}{c}$	$77 + \frac{482}{c}$	197	650	3300
	zweigleisige	oben	5,5	840—940	6000—6400	$2 \left(32 + \frac{325}{c} \right)$	$2 \left(32 + \frac{32}{c} \right)$	$128 + \frac{714}{c}$	306	1200	6500
		unten	9,0	840—940	6000—6400	$2 \left(66 + \frac{668}{c} \right)$	$2 \left(32 + \frac{32}{c} \right)$	$186 + \frac{1400}{c}$	546	1440	6750
eingleisige normalspurige Nebenbahnen	oben	3,0	320	—	—	—	—	$45 + \frac{200}{c}$	95	420	—
	unten	4,5	320	—	—	—	—	$67 + \frac{433}{c}$	175	500	—

⁴³² Bearbeitet nach dem Handbuch der Ingenieurwissenschaften. Bd. II. Abt. 2. S. 8.

120. Eigengewichte von Fahrbahnen und Querverbänden.

A. Fahrbahndecke und Fahrbahntafel.

Das Fahrbahngewicht ist von der Größe der Verkehrslasten und der Breite der Brücke abhängig.

1. *Eisenbahnbrücken.* Zur Fahrbahn werden gerechnet: *Eisenbahnoberbau* mit *Holzbelag*, *Geländer* und das aus Quer- und Längsträgern bestehende *Bahngerippe*. *Fußwege* oder *Betriebsstege* sind nicht eingerechnet.

Die Mittelwerte der Tabelle 41 (S. 779) sind für einen Querträgerabstand $c = 4,0$ m und ein mittleres Oberbaugewicht berechnet.

2. Straßenbrücken.

Tabelle 42. Fahrbahngewichte (Tafel und Decke) der Straßenbrücken in kg/m^2 .

1. *Doppelter Bohlenbelag* bei einer Gesamtstärke von d in cm . . . 10 d
2. *Stamfasphalt*, 5 cm stark und 8 cm Kiesbeton auf Belageisen . . . 400
3. *Holzpfaster* auf 6 cm Asphaltbeton auf 8 mm starken Betongefüllten
Buckelplatten 420
4. *Holzpfaster*, 13 cm stark, auf 10 cm starkem Beton über 8 mm
starkem ebenen Blech, das durch 6 cm hohe in 60 cm Ab-
stand angeordnete I-Eisen versteift ist. 450
5. *Schotter* auf Belageisen, 20 cm hoch über Eisenoberkante . . . 540
6. *Steinpfaster*, 14 cm stark mit 12 cm Kiesbettung auf Belageisen . . . 700
7. *Steinpfaster*, 14 cm stark mit 12 cm Kiesbettung auf 8 mm starken
Buckelplatten 750
8. *Schotter*, 20 cm stark, auf 1 Stein starken Ziegelgewölben ein-
schließlich der I-Eisen für die Gewölbe 920

Tabelle 43.

Gewicht des Fahrbahngerippes von Straßenbrücken in kg/m^2 .

Nr.	Art der Wagen	Raddruck t	Gewicht	
1	leicht	1,5	65,0	Das Gewicht des Fußweggerippes, je nach- dem es außerhalb oder innerhalb der Haupt- träger liegt, beträgt etwa 45—65 kg/m^2 .
2	schwer	3,0	85,0	
3	sehr schwer	5,0	100,0	

Tabelle 44. Gewichte der Abdeckung von Fußwegen in kg/m^2 .

1. Einfacher Bohlenbelag 70
2. Monierplatten 120
3. Asphalt über Beton auf Wellblech 230
4. Beton und Asphalt auf stehenden Tonnen- oder Buckelblechen. . . 300
5. Granitplatten, 15 cm stark 400

B. Querverbände (44—45).

Das Gewicht w in kg/m der Stützweite l beträgt⁴³³:

1. Für eingleisige Eisenbahnbrücken $w = 27 + 5 l$
2. Für zweigleisige Eisenbahnbrücken . . . $w = 2 (21 + 3,7 l)$
3. Für Straßenbrücken der Breite b $w = b (15 + 0,7 l)$

⁴³³ Handbuch der Ingenieurwissenschaften. Bd. II. 2. Abt.

121. Eigengewichte der Hauptträger von Balkenbrücken.

A. Einfache gegliederte Balkenträger (nach SCHWEDLER⁴³⁴), S. 106.

1. Das Eigengewicht g für 1 m Stützweite ist eine Funktion der Stützweite l von der Form

$$g = bl$$

Der Beiwert b , der Art und Beschaffenheit der Brücke und ihrer Hauptträger zum Ausdruck bringt, hat die Form

$$b = \frac{a + p}{c - l}.$$

Hierin bedeutet für 1 m Brückenlänge: a das Fahrbahngewicht,

p die größte gleichmäßig verteilte Verkehrslast,

c ist ein Festwert.

SCHWEDLER setzt für ihn:

bei *Parallelträgern* mit einer Trägerhöhe von $\frac{1}{10} l$ 230

bei *Vieleckträgern* mit einer Höhe von $\frac{1}{7} l$ in der Trägermitte 250

Für *Eisenbahnbrücken* ist p nach den Angaben der Tabelle 4 (S. 107) zu bemessen. Daraus ergeben sich die *Hauptträgergewichte ein- und zweigleisiger Balkenbrücken* aus der folgenden Tabelle 45.

Tabelle 45. Eigengewicht der Hauptträger einfacher Balkenbrücken für Haupteisenbahnen (nach SCHWEDLER) in t für 1 m Gleislänge.

Gewicht der Fahrbahn <i>a</i>	Fahrbahn oben	ohne Bettung	0,575								
		mit Bettung	3,220								
	Fahrbahn unten	ohne Bettung	0,650								
		mit Bettung	3,300								
Stützweite <i>l</i> in m			20	30	40	50	60	80	100	120	150
Verkehrslast <i>p</i> in t/m			8,2	7,8	6,3	5,7	5,4	4,9	4,7	4,5	4,3
für Parallel- Träger $\frac{a+p}{c-l}l$ <i>c</i> = 230	Fahrbahn oben	ohne Bettung	0,834	1,256	1,447	1,743	2,109	2,920	4,058	5,580	9,135
		mit Bettung	1,088	1,653	2,004	2,478	3,043	4,330	6,091	8,422	14,100
	Fahrbahn unten	ohne Bettung	0,842	1,268	1,459	1,764	2,135	2,960	4,115	5,618	9,385
		mit Bettung	1,095	1,665	2,021	2,500	3,071	4,373	6,154	8,509	14,250
für Träger mit ge- krümmten Gurten $\frac{a+p}{c-l}l$ <i>c</i> = 250	Fahrbahn oben	ohne Bettung	0,793	1,142	1,309	1,569	1,887	2,577	3,517	4,685	7,313
		mit Bettung	0,993	1,500	1,813	2,230	2,722	3,820	5,280	7,126	11,280
	Fahrbahn unten	ohne Bettung	0,770	1,152	1,324	1,588	1,910	2,612	3,567	4,754	7,425
		mit Bettung	1,000	1,513	1,828	2,500	2,747	3,859	5,333	7,200	11,400

⁴³⁴ Zeitschr. f. Bauw. 1861. 1862. 1863.

2. Die SCHWEDLER-Formel verwendet für alle Stützweiten l die gleiche zulässige Spannung σ , im Gegensatz zu dem heute herrschenden Gebrauche, wonach σ im Verhältnis zur Stützweite wächst. Deshalb gibt die SCHWEDLER-Formel für größere Brückenweiten das Trärgewicht zu groß an, zumal der Wert $c = 230$ einem σ von etwa nur 600 atm entspricht.

B. Einfache gegliederte Balkenträger (nach HÄSELER⁴³⁵).

Die Formeln von HÄSELER geben zutreffendere Werte als diejenigen von SCHWEDLER. Auch belassen sie trotz ihrer Einfachheit dem Entwerfenden mehr Bewegungsfreiheit beim Festsetzen der Grundwerte für jeden Entwurf. HÄSELER kommt vergleichsweise zu den in der Tabelle 47 folgenden Eigengewichten. Er entwickelt dazu die Formel

$$g = a + w + b l q$$

worin $a + w$ das Gewicht von Fahrbahn und Querverbänden und $b l q$ das Gewicht der Hauptträger darstellt. Für Parallelträger gilt $q = 1$, für Vieleckträger ist $q = 0,9$ und

$$b = \frac{a + 1,25 p}{c - l}$$

zu setzen. Hierbei ist $c = \frac{\sigma}{7,85 C}$ (σ in t/m^2) und C im Mittel $= \frac{1}{4,6} \frac{l}{h} + \frac{h}{\lambda} + \frac{1}{4} \frac{\lambda}{h}$, unter λ die Feldweite und unter h die Trägerhöhe verstanden.

Für mittlere Verhältnisse $\frac{l}{h} = 8$, $C = 3,2$ und einer zulässigen Spannung entsprechend den preußischen Vorschriften (S. 133) ergibt sich (mit den früher benutzten Werten für a und p) das Hauptträgergewicht wie folgt:

Tabelle 46. Eigengewicht einfacher Balkenbrücken für Haupteisenbahnen (nach HÄSELER) in t für 1 m Gleislänge.

Stützweite l in m		20	30	40	50	60	80	100	120	150	
Festwerte	σ in t/m^2	8500	8500	9000	9000	9000	9500	9500	10000	10500	
	c	338	338	358	358	358	378	378	398	418	
	p in t/m	8,2	7,8	6,3	5,7	5,4	4,9	4,7	4,5	4,3	
$\frac{a + 1,25 p}{c - l}$	Fahr- bahn oben	ohne Bettung	0,680	1,005	1,064	1,255	1,477	1,798	2,320	2,676	3,330
		mit Bettung	0,847	1,263	1,396	1,679	2,008	2,509	3,308	3,814	4,811
	Fahr- bahn unten	ohne Bettung	0,686	1,013	1,072	1,262	1,490	1,819	2,347	2,708	3,390
		mit Bettung	0,852	1,271	1,280	1,809	2,114	2,530	3,336	3,852	4,856

3. Das Gewicht der Hauptträger eiserner Straßenbrücken läßt sich ebenfalls auf Grund der Formeln von SCHWEDLER und HÄSELER entwickeln. Man hat in diesem Falle für das Gewicht a von Fahrbahn und Fußweg nach Tabelle 42–44 und $p = B p'$ in die genannten Ausdrücke einzusetzen. Hierbei bedeutet B die Verkehrsbreite von Straße und Gangbahnen und p' die vorgeschriebene Verkehrslast für 1 m² (24).

⁴³⁵ HÄSELER, Der Brückenbau. I. 4. Lief.

122. Verschiedene Angaben über das Eigengewicht eiserner Balkenbrücken.

1. Angaben von DIRCKSEN⁴³⁶ gelten für eingleisige, gerade, nicht schiefe und nicht in Krümmungen liegende Eisenbahnbrücken. Für ebensolche zweigleisige Brücken sind die angegebenen Zahlenwerte zu verdoppeln.


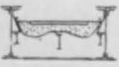
Beschränkte Bauhöhe erhöht das Fahrbahngewicht um höchstens 20%

Schiefe der Brücke erhöht das Fahrbahngewicht um höchstens. 15%

Gleiskrümmungen mit Halbm. < 300 m erhöhen das Gesamtgewicht um höchstens. 12%

Es bezeichnet: l Stützweite, b Hauptträgerabstand in m.

Tabelle 47.
Gewichte der Eisenbahnbrücken für Hauptbahnen.
Nach DIRCKSEN.

Bauart der Brücke	Gewicht in kg für 1,0 m				Gesamtgewicht in kg für 1,0 m
	der Hauptträger m. Windverband, Lager und Stützen der Fußwege	des Fahrbahngerippes bei einer Breite b von		der Fahrbahntafel, Schienen, Schwellen, Bettung bzw. Bohlenbelag ohne Leitschienen (150 kg/m)	
1. Blechträger:					
a) Bahn oben:	240 + 54 l	—	—	640 775	880 + 54 l 1015 + 54 l
dgl. bei $l = 20$ bis 40 m		3,0 m	380	595	1245 + 44 l
b) Bahn mitten oder unten	270 + 44 l	3,3 >	430	630	1330 + 44 l
		3,7 >	520	660	1450 + 44 l
dgl. c) mit durchgehendem Kiesbett (nach nebenstehendem Bilde)	 270 + 49 l	3,3 m	670	2840	3780 + 49 l
		3,7 >	840	3260	4370 + 49 l
dgl. d) wie vor (nach nebenstehendem Bilde)	 270 + 49 l	3,3 m	770	2680	3720 + 49 l
		3,7 >	940	2820	4030 + 49 l
2. Fachwerkträger:					
a) Bahn mitten oder unten, wobei $l = 20$ bis 40 m	540 + 27 l	4,8 m	600	680	1820 + 27 l
		4,9 >	625		1845 + 27 l
		5,0 >	670		1890 + 27 l
dgl. b) wie vor, jedoch $l = 40$ bis 60 m	680 + 27 l	4,8 m	600	680	1960 + 27 l
		4,9 >	625		1985 + 27 l
		5,0 >	670		2030 + 27 l
dgl. c) Bahn oben	540 + 27 l	2,5 m	490	550	1580 + 27 l
		3,5 >	580		1670 + 27 l

⁴³⁶ Zentralbl. der Bauverw. 1904.

2. Tabelle 48. Gewichte der Straßenbrücken (nach ENGESSER)⁴³⁷.

Benennung der Überbauteile	Gewichte in kg für 1 qm des Fahrbahngrundrisses				
	für Landstraßen		für Stadtstraßen		
	mit doppeltem Bohlenbelage	mit Be- schotterung	mit doppeltem Bohlenbelage	mit Be- schotterung	mit Pflasterung
Eisengewicht der Haupt- träger einschl. Fahr- bahn	$105 + 2,3 l$ $+ 0,02 l^2$	$125 + 2,8 l$ $+ 0,025 l^2$	$135 + 2,7 l$ $+ 0,021 l^2$	$170 + 3,2 l$ $+ 0,028 l^2$	$180 + 3,7 l$ $+ 0,029 l^2$
Eisengewicht der Fuß- wege (mit Holz be- deckt) einschl. der Verstärkung der Haupt- trägerausschl. Geländer	$60 + 2,3 l$	$60 + 2,3 l$	$80 + 2,7 l$	$80 + 2,7 l$	$80 + 2,7 l$
Bohlenbelag	110	—	140	—	—
Belageisen	—	65	—	80	80
Schotter	—	400	—	480	—
Pflaster	—	—	—	—	700
8mm starke Buckelplatten	—	—	—	—	65

3. Tabelle 49. Gesamtgewichte der eisernen Balkenbrücken auf Nebenbahnen
für 1 m Gleislänge⁴³⁸.

Lage der Fahrbahn	Bahn oben	Bahn mitten oder unten
Normalspur ohne den Verkehr von Hauptbahnlokomotiven	$292 + 31 l$	$462 + 32 l$
Spurweite 1,0 m offene Fahrbahn	$305 + 26 l$	$425 + 27 l$
Spurweite 0,75 m Stützweite 1—10 m	$50 + 29 l$	
Spurweite 0,75 m Stützweite 10—30 m offene Fahrbahn	$250 + (6,5 + 10,2 \delta + 0,5 l) l$	$390 + (8 + 10 \delta + \frac{3}{8} l) l$
Spurweite 0,75 m Stützweite 10—30 m dichte Fahrbahn	$1390 + (9 + 11 \delta + 0,4 l) l$	

δ bedeutet die Stärke des Stehbleches.

⁴³⁷ Zeitschrift für Baukunde. 1881.

⁴³⁸ Nach dem Handbuch der Ingenieurwissenschaften. Bd. II. 3. Aufl.

4. Über das Gewicht von Auslegeträgern gibt eine Doktorschrift⁴³⁹ Auskunft, in welcher die Gewichte auf mathematischer Grundlage für die üblichen Trägerabmessungen und Gurtformen entwickelt werden. Die Arbeit enthält auch vorteilhafte Unterlagen für Vorarbeiten, wie z. B. Angaben über günstige Grundmaße für Auslegeträger usw., und für die Berechnung der Stabkräfte aus dem Eigengewichte.

123. Eigengewichte der eisernen Bogenbrücken.

A. Für Haupteisenbahnen. Nach ENGESSER.

Nach ENGESSER⁴⁴⁰ wiegt das Haupttragwerk von Bogenbrücken ohne Scheitelgelenk (Hauptträger und Querverbände) für 1 m Gleis bei einer Stützweite von

$l =$	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100 m
$g =$	450	750	1050	1350	1650	1950	2250	2560	2890	3280 kg

Diese Werte sind den heute gebräuchlichen größeren Achslasten entsprechend um etwa ein Zehntel zu erhöhen. Für Bogenträger mit drei Gelenken sind sie um 15 Hundertstel herabzusetzen.

B. Für Straßenbrücken. Nach ENGESSER⁴⁴¹.

Tabelle 50. Gewicht der Straßenbrücken für 1 m² Grundfläche in kg.

Nr.	Art der Brücken	Gewichtsformel für g in kg/m ²	Die Formel stützt sich auf folgende Fahrbahn- gewichte in kg/m ²	
			Fahrbahn- gerippe	Fahrbahn
A. Landstraßenbrücken:				
1	Doppelter Bohlenbelag .	$250 + 1,9 l + 0,017 l^2$	63,0	170,0
2	Mit Schotter	$610 + 2,1 l + 0,022 l^2$	70,0	510,0
B. Stadtstraßenbrücken:				
3	Mit Holzpflaster	$532 + 5,4 l + 0,01 l^2$	100,0	420,0
4	Mit Schotter	$655 + 2,1 l + 0,022 l^2$	85,0	540,0
5	Mit Steinpflaster	$712 + 6,0 l + 0,01 l^2$	100,0	600,0

Das Gewicht der außerhalb der Hauptträger angebrachten Fußwege ist den obigen Werten in jedem Falle zuzuschlagen.

C. Gewicht der Bogenbrücken ohne Scheitelgelenk mit nahezu parallelen Gurtten. Nach TRAUER.

In seiner Doktorarbeit⁴⁴² erhält TRAUER das Gewicht der Hauptträger für 1 m Brückenslänge in der Form

$$g_h = Ky l \frac{\alpha (p + 0,7 g_0)}{\sigma - \alpha \cdot 0,7 Ky l}$$

Hierin bedeutet Ky das Produkt aus Ausführungsbeiwert und spez. Gewicht mit dem Werte 12, p die Verkehrslast und g das Eigengewicht von Fahrbahn und Querverbänden für 1 m Brückenslänge, σ die zulässige Spannung und l die Stützweite. α ist ein Zahlenwert, der sich mit dem

⁴³⁹ Dr. Ing. Kurt Beyer, Eigengewicht, günstige Grundmaße und geschichtliche Entwicklung des Auslegeträgers. 1908. Auch aufgenommen im 19. Hefte, Gruppe II der Fortschritte der Ingenieur-Wissenschaften. Leipzig, Wilhelm Engelmann.

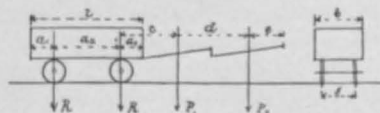
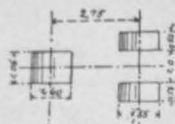
⁴⁴⁰ ENGESSER, Theorie und Berechnung der Bogenfachwerksträger ohne Scheitelgelenk, Berlin. 1880.

⁴⁴¹ Zeitschrift f. Bauk. 1881.

⁴⁴² Dr. Ing. TRAUER, Der günstigste Gurtabstand, sowie die Gewichte gegliederter flußeiserner Zweigelenkbogenträger mit nahezu parallelen Gurtungen. Dresden, Akad. Buchhandl., Dressel. 1907.

C. Für Straßen (24).

1. *Walzen*: Chausseewalze: Gewicht 6,0 t,
Dampfwalze: Vorderwalze 10,0 t.
Hinterwalze $2 \cdot 6,5 = 13,0$ t.
2. *Fuhrwerke*:



	a_1	a_2	l	c	d	e	b	s	R	P_1	P_2
Leichtes Fuhrwerk	1,0	2,6	4,6	2,6	—	1,3	2,0	1,4	3 t	0,6 t	—
Mittelschweres Fuhrwerk	2,0	3,5	7,5	4,0	3,0	1,3	2,3	1,5	6 t	0,6 t	0,6 t
Schweres Fuhrwerk	2,0	4,5	8,5	4,0	3,0	1,3	2,5	1,5	10 t	0,6 t	0,6 t

3. *Menschengedränge*:

- Für Brücken auf dem Lande . 300 kg/qm
 Für Brücken in Städten . . . 500 kg/qm
 Für Berechnung von Fußwegen 560 kg/qm
- } Im Mittel: 400 kg/qm.

4. *Belastungen durch Pferde-, Dampf- und elektrische Straßenbahnen:*

	Wagengewicht	Dienstgewicht	Radstand
Pferdebahnwagen: Einspanner	1650 kg	3100 kg	1,54 m
Zweispänner mit Decksitzen	2800 kg	5600 kg	1,83 m
Dampfbahnlokomotive	—	8—22000 kg	1,50—1,80 m
Elektrische Bahnwagen: Motorwagen	6—8000 kg	7500—9500 kg	—
schwerste Akkumulatorwagen in Dresden	10000 kg	12000 kg	1,80 m
Anhänger	2500—3500 kg	4—5000 kg	—
schwerste in Dresden	5000 kg	7000 kg	1,80 m

125. Verschiedene Angaben über Winddruck, zulässige Spannungen und Berechnung von Straßenbrücken.

A. Winddruck⁴⁴³.

Der Winddruck ist bei belasteter Brücke mit 150 kg/m^2 und bei unbelasteter mit 250 kg/m^2 in Rechnung zu stellen (25). Über die Größe der Windgeschwindigkeit und Windflächen geben die S. 116—118 Auskunft.

Bei Brücken mit obenliegender Bahn und einem Windverbande in der Ebene des Untergrundes ist die durch den Wind hervorgebrachte Vergrößerung der senkrechten Belastung des einen Hauptträgers zu berücksichtigen, sobald sie den Wert von einem Zehntel der Belastung durch Eigengewicht und Verkehr überschreitet.

B. Zulässige Spannungen (27—30).

Nach den preußischen Vorschriften gelten folgende Zahlen:

1. *Fachwerkträger* (bei Anwendung von Flußeisen):

Stützweite	$l \geq$	10	20	40	80	120	150 m
ohne Rücksicht auf Wind	$\sigma =$	800	850	900	950	1000	1050 atm
mit Rücksicht auf Wind	$\sigma =$	1000	1000	1050	1100	1150	1200 atm

⁴⁴³ Zentralbl. der Bauverw. 1903. S. 303.

2. Vollwandige Hauptträger und Fahrbahnträger:

Hauptträger kleinerer Brücken und Quer- und Längsträger mit durchgehendem Schotterbett 800 atm

Quer- und Längsträger bei unmittelbarer Lastübertragung 700—750 atm

3. Nietverbindungen:

Die zulässige Schubspannung (St. I. 105, b) ist gleich 90 v. H. der unter α angegebenen Werte für σ ohne Rücksicht auf Wind zu wählen.

Der Stauchdruck (St. I. 105, b) darf den doppelten Wert hiervon erreichen.

Für die zum Anschluß der Längsträger an die Querträger und der Querträger an die Hauptträger dienenden Niete ist die zulässige Schubspannung um 50 atm niedriger als die für die betreffende Anordnung zugelassenen Werte, der Stauchdruck gleich dem Doppelten dieser Werte zu wählen.

C. Berechnung von eisernen Straßen- und Fußgängerbrücken im Bezirke der Königl. Eisenbahndirektion Berlin. 1899⁴⁴⁴.

a) Straßenbrücken.

1. Zulässige Spannungen. Die Hauptträger kleiner vollwandiger Brücken bis zu 10 m Spannweite, sowie die Quer- und Längsträger können beansprucht werden:

	bei gewöhnlicher Verkehrslast	bei außergewöhnlicher Verkehrslast
für Flußeisen . .	mit 800 atm	1100 atm
für Schweißeisen .	mit 750 atm	1000 atm

Für die Hauptträger größerer flußeiserner Überbauten:

Stützweite l	10	20	40	80	120	150 m
bei gewöhnlicher Verkehrslast ohne Wind. .	900	950	1000	1050	1100	1150 atm
» » » mit » . .	1100	bis				1400 atm

Bei außergewöhnlicher Verkehrslast erhöht sich σ um 200 atm, bei Anwendung von Schweißeisen ist σ um ein Zehntel herabzusetzen.

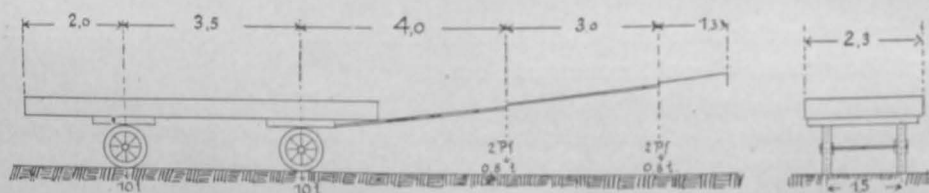


Fig. 967.

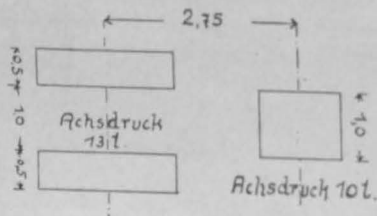


Fig. 968.

2. Verkehrslasten. Für gewöhnlich sind der Berechnung die vorstehend abgebildeten Wagen (Fig. 967), umgeben von 400 kg/m² Menschengedränge zu Grunde zu legen. Ausschließlich Menschengedränge ist anzunehmen, wenn dadurch größere Spannungen in den Bauteilen hervorgerufen werden. Als außergewöhnliche Belastung ist an Stelle des 20 t Wagen eine Straßenwalze der abgebildeten Art (Fig. 968) zu setzen.

⁴⁴⁴ Auszug der wesentlichsten Vorschriften.

Für Stoßwirkungen sind bei Steinpflasterbahnen die obigen Belastungen um ein Zehntel zu erhöhen; bei Holzpflaster oder Asphalt soll kein Zuschlag eintreten.

3. Eigengewichte. Es ist ein Zuschlag für Schneelast von 75 kg/m^2 mit in Rechnung zu setzen.

b) Fußgängerbrücken.

1. Zulässige Spannung wie bei a 1.

2. Verkehrslast: Menschengedränge von 400 kg/m^2 .

3. Eigengewicht wie bei a 3.

§ 14. Deutsche und amerikanische Bedingungen für die Gesamtanordnung von Eisenbrücken.

126. Deutsche Normalbedingungen für die Prüfung von Bauwerkseisen (zu Tabelle 3, S 102).

Zwischen den beteiligten drei Körperschaften (S. 96) sind zur Zeit Verhandlungen im Gange, mit dem Zwecke eine Abänderung einzelner Vorschriften der »Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen für Brücken- und Hochbau« durchzuführen. Deshalb wird ihr jetziger Wortlaut hier nicht mitgeteilt, sondern für den II. oder III. Band vorbehalten.

127. Einheitliche amerikanische Bedingungen für Flußmetall-Eisenbahnbrücken⁴⁴⁵.

Über die Entwicklung der amerikanischen Bedingungen (specifications) wurde bereits das Nötige gesagt (S. 594—599). Der amerikanische Titel der Specifications lautet: *American Railway Engineering and Maintenance of Way Association. General Specifications for Steel Railroad Bridges. 1906*. Sie zerfallen in zwei Teile; der erste behandelt den »Entwurf (Design)«, der zweite den »Baustoff und die Herstellungsarbeiten (Materials and Workmanship)«. Vom ersten Teile folgt hier die möglichst wortgetreue Übersetzung derjenigen Absätze, die mit den im I. Bande dieser Vorlesungen behandelten Gegenständen in unmittelbarer Beziehung stehen. Das sind die Absätze:

I. Grundmaße (*General Features*),

II. Belastungen (*Loads*),

III. Zulässige Spannungen und Anordnung einzelner Teile (*Unit Strains and Proportion of Parts*).

Der Absatz IV *Einzelheiten des Entwurfes (Details of design)* wird im II. Bande dieser Vorlesungen folgen. Der Wortlaut des zweiten Teiles der Bedingungen wird für den III. Band vorbehalten.

⁴⁴⁵ Eine Übersetzung der von der American Bridge Company herausgegebenen Vorschriften für das Entwerfen und die Herstellung von Straßenbrücken findet man in der Mittheilung von dem Ingenieur KUNZ in der Österr. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst. 1901. Heft 36.

128. Deutscher Wortlaut der General Specifications for steel railroad bridges vom Jahre 1906⁴⁴⁶.

Erster Teil. Der Entwurf.

I. Grundmaße⁴⁴⁷.

1. *Gattung des Flußmetalls.* Der Überbau soll aus Bauflußmetall (structural steel) hergestellt werden, ausgenommen Niete, über die anderweit bestimmt wird.

2. *Lichter Verkehrsraum.* Über S.O. soll die Verkehrshöhe von Brücken mit Bahn unten nicht weniger als 21' (6,4 m) betragen und zwar für ein Gleis in einer Breite von 6' (1,83 m). Dabei soll, vom Gleismittel gerechnet, die Verkehrsbreite zwischen den Höhen von 4' und 17' (1,22 m und 5,18 m) über S.O. nicht weniger als 7' (2,13 m) messen. In Gleiskrümmungen soll überall mindestens der gleiche lichte Verkehrsraum vorhanden sein für Wagen von 80' Länge, 14' Höhe und 60' Abstand der Drehgestell-Mittel (24,38 m, 4,26 m, 18,29 m).

3. *Brückenbreite.* Hauptträger sollen von Mitte zu Mitte nicht weniger als ein Zwanzigstel ihrer Stützweite entfernt liegen. Auch soll die Brückenbreite nicht kleiner sein als notwendig, um ein Kanten der Brücke unter den zu erwartenden Seitenkräften zu verhindern.

4. *Schiefe Brücken.* Der Brückengrundriß (43) schiefer Blechbrücken und der Schienen-Längsträger soll, falls keine dichte Fahrbahn (S. 8) vorhanden ist, ein Rechteck bilden.

5. *Holzfahrbahnen.* Hölzerne Langschwellen sollen sicher auf den Längsträgern befestigt werden und so stark sein, daß sie die schwersten Radlasten, einschließlich 100 Hunderstel Zuschlag für über drei Querschwellen verteilte dynamische Einflüsse (impact) tragen können. Dabei sollen ihre Spannungen in keiner Faser 2000 lbs/sq. (140,6 atm) überschreiten. Die Querschwellen sollen mindestens 10' (3,05 m) lang sein. Zwischen je zwei von ihnen soll nicht mehr als eine 6" (15,2 cm) breite Öffnung sein. Auch sollen die Schwellen gegen ein Zusammendrängen (bunching) gesichert sein.

II. Belastungen.

6. *Eigengewicht.* Das Eigengewicht ist gleich dem geschätzten Gewichte des ganzen gestützten Überbaues. Das Gewicht von Holz soll mit 4,5 lbs/ft (6,7 kg/m) angesetzt werden. Kiesbett 100 lbs/cu.ft. = 1,6 t/m³ und Schienen samt Kleineisenzeug 150 lbs/ft = 223 kg/m eines Gleises.

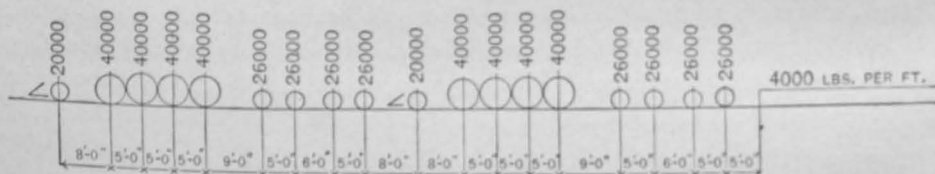


Fig. 969.

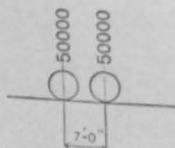


Fig. 970.

7. *Verkehrslast.* Für jedes Gleis soll die Verkehrslast aus zwei Lokomotiven mit angehängtem Zuge, dessen gleichförmig verteiltes Gewicht der Cooper-Reihe oder den dafür berechneten Belastungsgleichwerten entspricht. Die geringste Verkehrslast soll die E-40 in der Cooper-Reihe sein, wie sie die folgenden beiden Fig. 969 und 970 darstellen. Diejenige von beiden Belastungsarten, welche in dem betrachteten Überbauteil die größte Spannung erzeugt, soll gewählt werden.

⁴⁴⁶ Die Übersetzung mußte an einigen Stellen etwas frei erfolgen, damit sie für nicht-amerikanische Leser verständlich wird.

⁴⁴⁷ 1 lbs/feet = 1,4882 kg/m; 1000 lbs/sq.inch = 70,3 atm; 10 lbs/sq.feet = 48,8 kg/m².

8. *Schwerere Belastung.* Eine schwerere Belastung soll im Verhältnis zu den Lasten obiger beiden Figuren stehen und für die gleichen Lastabstände gelten.

9. *Dynamische Zuschläge.* Der dynamische Einfluss der Verkehrslast soll durch Zuschlagsspannkkräfte ausgedrückt werden nach der Formel ⁴⁴⁸

$$\mathcal{F} = S \frac{300}{L + 300},$$

worin bedeuten:

\mathcal{F} : Zuschlagsspannkkräfte, um welche die von der Verkehrslast herrührenden Spann- oder Stabkräfte zu vergrößern sind.

S : Berechnete Grenzwerte der aus der Verkehrslast herrührenden Spann- oder Stabkräfte.

L : Zu belastende Gleislängen, die oben genannten Grenzwerten S im betrachteten Gliede entsprechen ⁴⁴⁹. Für zweigleisige Überbauten ist die gleichwertige Länge aller entsprechend belasteten Strecken zu nehmen. Dynamische Zuschläge gelten weder für die durch Längskräfte und Fliehkräfte, noch für die durch Windkräfte erzeugten Spann- oder Stabkräfte.

10. *Seitenbelastung.* Für alle Weiten ist in die Berechnung eine als beweglich zu betrachtende Seitenlast einzuführen. Sie beträgt für den Lastgurt 200 lbs/ft (297,6 kg/m), vermehrt um ein Zehntel der erwähnten gleichmäßig verteilten Zuglasten eines Gleises. Für den Gurt, an welchem keine Fahrbahn liegt, beträgt die Seitenlast nur 200 lbs/ft (297,6 kg/m).

11. *Windlasten.* Turmpfeiler sind bei unbelasteter Brücke für eine Windlast von 50 lbs/sq.ft (506 kg/m²) zu berechnen, wobei diese Kraft in einer Höhe angreifend zu denken ist, die der anderthalbfachen Höhe von Pfeiler samt Überbau entspricht. Bei belasteter Brücke ist Vollbelastung und Belastung eines Gleises mit leeren Wagen von 1200 lbs/ft (1,78 t/m) zu unterscheiden. In jedem dieser beiden Fälle beträgt die Windlast für die Turmfläche 30 lbs/sq.ft (304 kg/m²) und die Windlast des Zuges mit 400 lbs/ft (405 kg/m) ist 7' (2,13 m) über Schienenoberkante angreifend zu denken. Die größten erhaltenen Spannungen sind zu berücksichtigen.

12. *Längskräfte.* Turmpfeiler und ähnliche Eisenbauten sind für eine in Schienenhöhe angreifende Längskraft von ein Fünftel der Verkehrslast zu berechnen.

13. *Fliehkräfte.* Bei Gleiskrümmungen auf dem Überbau soll die Fliehkraft der Verkehrslast 6' = 1,83 m über Schienenhöhe angreifend gedacht werden. Dabei ist die, in jedem Falle von der Bauverwaltung festzusetzende Schienenüberhöhung und Zuggeschwindigkeit zu berücksichtigen.

III. Zulässige Spannungen und Anordnung einzelner Teile.

14. *Zulässige Spannungen.* Alle Teile des Überbaues sollen so bemessen werden, daß die Grenzwerte ihrer Spannungen die folgenden Zahlen (in lbs/sq.in oder atm) nicht überschreiten.

	lbs/sq.in	atm (rund)
15. <i>Zugspannungen.</i> Achsenkräfte im nutzbaren Querschnitt	16000	1125
16. <i>Druckspannungen.</i> Achsenkräfte im vollen Querschnitte, wenn l die Stablänge in Zollen (oder cm) und r der kleinste Trägheitshalbmesser des Querschnittes ist	16000—701/r	1125—4,91/r
17. <i>Biegungsspannungen.</i> In Randfasern von Walzträgern und nutzbaren Querschnitten von zusammengesetzten Trägern	16000	1125
in Randfasern von Bolzen	24000	1687
18. <i>Schubspannungen.</i> In der Werkstatt eingetriebene Nieten und Bolzen	12000	842
Auf der Baustelle eingetriebene Nieten und gedrehte Bolzen.	10000	703
Blechträgerwände, voller Querschnitt	10000	703

⁴⁴⁸ Für t und m lautet die Formel $\mathcal{F} = S \frac{92}{L + 92}$.

⁴⁴⁹ Das sind die Längen der positiven und negativen Teilflächen der Einflußfläche von S (St. II. S. 5).

	lbs/sq.in	atm (rund)
19. <i>Lochwand- oder Stauchdruck.</i> In der Werkstatt eingetriebene Nieten und Bolzen	24000	1687
Auf der Baustelle eingetriebene Nieten und gedrehte Bolzen	20000	1406
Granitmauerwerk mit Portland-Zementbeton	600	42
Sand- und Kalkstein.	400	28
Lagerrollen (vom Durchmesser d) in Zoll und cm	600 d	107 d

20. *Spannungswechsel*⁴⁵⁰. Stäbe, die Spannungswechsel erleiden, sollen für denjenigen Grenzwert der Stabkraft berechnet werden, der den größten Stabquerschnitt erfordert. Tritt der Spannungswechsel während der Durchfahrt eines Zuges ein, wie in steifen Hauptstreben⁴⁵¹ (counters), so soll der größere Grenzwert um die Hälfte des kleineren vermehrt werden. Die Knotenverbindungen sollen in allen Fällen für die Summe der beiden Grenzwerte der Spannungen berechnet werden⁴⁵².

21. *Hauptstreben*spannungen. Überall wo die von der Verkehrslast und dem Eigengewichte verursachten beiden Stabkräfte (*V* und *E*) verschiedenen Sinnes sind, sollen nur sieben Zehntel der Eigengewichts-Stabkraft *E* als tatsächlich wirkend in Rechnung gestellt werden⁴⁵³.

22. *Zusammengesetzte Spannungen.* Stäbe, die zugleich Achsenkräfte und Momente aufzunehmen haben, sollen so berechnet werden, daß die zusammengesetzten Faserspannungen die für Achsenspannungen zulässige Größe nicht überschreiten.

23. *Verschieden zusammengesetzte Spannungen.* Für Stab- oder Spannkkräfte, die von Längs- und Seitenkräften, aus Eigengewicht, Verkehrslast und Fliehkräften, erzeugt werden, sind die vorbenannten zulässigen Spannungen um ein Viertel zu erhöhen. Die Stabquerschnitte sollen nicht kleiner sein als in dem Falle, wo Längs- und Seitenkräfte nicht mitwirken.

24. *Nutzbare Querschnitt bei Nieten.* Bei Berechnung von Zuggliedern sollen die Nietlochdurchmesser um ein Achtel Zoll (3,17 mm) größer genommen werden, als die wirkliche Nietstärke.

25. *Nieten.* Bei Nietberechnungen ist stets die wirkliche Nietstärke einzuführen.

26. *Nutzbare Querschnitt bei Bolzen.* Durch Bolzen angeschlossene genietete Zugstäbe erhalten im Augenloch einen nutzbaren Querschnitt, der um ein Viertel größer ist als derjenige des Stabes. Der in der Stabachse gemessene nutzbare Querschnitt zwischen Augenloch und Stabende soll nicht kleiner sein als der Stabquerschnitt.

27. *Blechträger-Querschnitte.* Nutzbare Querschnitte von Blechträgern können für das Biegemoment des betreffenden Schnittes berechnet werden. Es ist aber auch zulässig, deren beide Gurtflächen je in ihrem Schwerpunkte vereinigt zu denken und dabei ein Achtel der vollen Blechwandfläche — vorausgesetzt daß diese tüchtig verbunden ist — zu den Gurten zu rechnen.

⁴⁵⁰ Bolzenbrücken, in der Regel erst von 200' (60 m) ab gebräuchlich, besitzen selten steife Streben (counters) weil der Spannungswechsel erfahrungsgemäß die Bolzenlöcher ausreißt. Nur bei größeren Stützweiten, deren großes Eigengewicht einen Spannungswechsel nur in wenigen Feldern aufkommen läßt, sind »counters« am Platze. Gewöhnlich verwendet man für die Hauptträger die WARREN-Bauart (S. 537), weil diese leichtere Träger gibt, als das Ständerfachwerk.

⁴⁵¹ Hauptstreben sind (nach St. II, 20) solche, die durch das Eigengewicht allein stets Zug erleiden.

⁴⁵² Die ohne Vorzeichen zu nehmende Summe ist hier gemeint. Die amerikanische Fassung ist nicht durchweg ganz klar gehalten.

⁴⁵³ Um eine künftige Vermehrung der Verkehrslasten zu berücksichtigen, werden in der Regel mehr Gegenfachwerk-Felder eingelegt, als sonst notwendig. Sieben Zehntel des Eigengewichts entspricht $100/70 = 1,42$, also 42 Hundertstel Zunahme der Verkehrslasten. Man vergleiche hierüber die Mitteilungen des Ingenieur KUNZ im Zentralbl. d. Bauverwaltung. 1899, S. 613 und 1900, S. 44. Ebenso auch Transactions of the Americ. Soc. of Civ. Eng. 1899. II. Bd. 42. S. 553.

28. *Druckgurte*. Volle Druckgurt-Querschnitte von Blechträgern sollen nicht kleiner sein als der volle Querschnitt der zugehörigen Zuggurte. Auch soll die Druckspannung in den Flanschen eines Blech- oder Walzträgers den Wert von

$$16000 - 200 \frac{l}{b} \text{ in lbs/sq.inch.}$$

$$\text{oder } 1125 - 14 \frac{l}{b} \text{ in atm}$$

nicht überschreiten, wenn l der nicht unterstützte Überstand und b die Breite des Flansches ist.

29. *Niete in Flanschen*. Die Flanschen der Blechträger müssen mit der Blechwand durch eine ausreichende Zahl von Nieten verbunden werden, daß diese in jedem Trägerquerschnitt die bei der gefährlichsten Lastlage entstehenden Schubkräfte übertragen können. Wenn Querschwellen unmittelbar auf den Flanschen ruhen, soll jede Radlast auf drei Schwellen als gleichmäßig verteilt angenommen werden.

30. *Höhenverhältnisse*. Bei gegliederten Balkenträgern wird eine mittlere Höhe von nicht weniger als ein Zehntel der Stützweite empfohlen. Bei Blech- und Walzeisenträgern nicht weniger als ein Zwölftel. Werden niedrigere Träger verwendet, so sollen ihre Querschnitte derart angeordnet oder gewählt werden, daß die größte elastische Durchbiegung nicht größer ausfällt, als wenn die Träger die empfohlene größere Höhe erhalten hätten.

IV. Bauliche Einzelheiten.

Diese folgen wie oben gesagt im II. Bande dieser Vorlesungen.

129. Einiges aus den älteren amerikanischen Vorschriften für den Bau von Eisenbrücken.

1. *Älteste Vorschriften* (vor 1873).

a) *Verkehrslasten*. Zwei Lokomotiven, gekuppelt, von 30 tons Treibachsgewicht in 12 Fuß (3,65 m) Abstand. — Gesamtgewicht von Maschine mit Tender 65 tons. Schwerste Güterwagen, je 20 tons Gewicht auf 22 Fuß (6,70 m) Länge.

b) *Zulässige Spannungen*. Zug: 10000 lbs/sq.in. = 703 atm
Schub: 1500 lbs/sq.in. = 527 atm

Druckstäbe nach der GORDON-Formel (vgl. unter 3).

c) *Festigkeitsproben*. Für Rundeisen 1,5 Zoll (3,81 cm) stark, bei 12 Zoll (30,5 cm) Länge:

1. Zugfestigkeit 55000 bis 60000 lbs/sq.in. = 3860 bis 4219 atm,
2. Querdehnung (St. I) im Mittel 25 Hundertstel,
3. Dehnung im Mittel 15 Hundertstel,
4. Kaltbiegeproben, ohne Risse von 90° bis 180° (S. 102).

d) *Pin-connected work* (Bolzenbrücken). *Stoßfugen* gehobelt oder gedreht. Kein Stab mehr als $\frac{1}{64}$ Zoll (0,4 mm) Längsenfehler zwischen seinen Augenmitteln. Durchmesser des Bolzens oder Auges höchstens $\frac{1}{100}$ Fehler.

e) *Riveted work* (genietete Brücken). Alle Kanten der Bleche sauber zu bearbeiten, damit überall dichter Fugenschluß. Zuggurte und Zugbolzen aus dem Vollen geschmiedet, ohne Schweißfugen. Gewindeenden an Schraubenstäben stärker als der bloße Stabquerschnitt.

f) *Sonstige Vorschriften*. Alle Zugglieder sind auf 20000 lbs/sq.in. = 1406 atm zu beanspruchen und erhalten dabei einen scharfen (smart) Schlag mit einem Hammer, wobei kein Fehler sich zeigen darf. — Alles Eisen soll in der Werkstatt einen Anstrich, bestehend aus Metallfarbe und Öl erhalten. Auf der Maschine bearbeitete Flächen sollen dort mit Bleiweiß und Talg gedeckt werden. — Unter einer Zuggeschwindigkeit von 30 Stundenmeilen (48 Stunden/km) soll die größte elastische Durchbiegung der fertigen Brücke nicht über $\frac{1}{1200}$ ihrer Stützweite betragen. Nach erfolgter Durchfahrt des Zuges soll die Durchbiegung wieder verschwinden.

2. Aus dem ersten gedruckten Bedingnishefte, bearbeitet vom Ing. MORISON für die Eriebahn (1873).

a) *Eigengewicht.* Das Eigengewicht von Hauptträgern und Fahrbahngerippe vermehrt um 400 $\text{t}/\text{Fuß}$ oder 0,595 t/m für jedes Gleis.

b) *Verkehrslasten.* 4000 $\text{t}/\text{Fuß}$ (5,953 t/m) für Stützweiten bis 50' (15,24 m)
3000 $\text{t}/\text{Fuß}$ (4,465 t/m) für Stützweiten bis 150' (45,72 m)

Bei Hauptträgern, die mehr als die Hälfte eines Gleises zu tragen haben, soll diese Last vermindert werden.

c) *Hauptträger.* Vernietete Blechbalken werden bis 50' (15,24 m) nach Vorschrift gebaut. Bei Bahn oben Trägerabstand 8' (2,44 m). Träger mit schrägen Endpfosten und Bolzenknoten werden vorgezogen. Lichter Verkehrsraum 15' (4,56 m) breit und 19' (5,78 m) hoch. Der Stützweite und Verkehrslast entsprechend, hält sich die Blechwandstärke zwischen $\frac{1}{4}$ und $\frac{1}{2}$ Zoll (0,65 bis 1,31 cm). T-Eisensteifen auf beiden Wandseiten, nicht über 4' (1,22 m) Abstand, gekröpft und mit den oberen und unteren Gurtplatten vernietet. Zulässige Spannungen und Güte des Eisens nach den Bedingungen von Clarke-Reeves (1871).

d) *Augenstäbe* sollen so genau gebohrt werden, daß die Bolzen bei der Aufstellung ohne Schläge durchgesteckt werden können. Augenquerschnitt 20 Hundertstel größer als Stabquerschnitt.

3. Aus dem ungedruckten Bedingnishefte, bearbeitet von C. C. SCHNEIDER (1874).

a) *Verkehrslasten* wie oben unter 2, aber für sehr kleine Stützweiten größer.

b) *Zulässige Spannungen* wie bei Clarke-Reeves, jedoch mit Zusätzen:

Für *Druckstäbe* (mit Längen größer als das 12fache der kleinsten Querschnittbreite) die RANKINE-Formel (St. III. 27), die in Amerika mit GORDON-Formel bezeichnet wurde, in der Form

$$P = \frac{40000}{1 + \frac{l^2}{40000 r^2}}$$

P die größte Achsenkraft in Pfunden bei 5 facher Sicherheit.

Zugbänder unter 5' (1,52 m) Länge $\sigma = 6000 \text{ t}$ oder 422 atm.

Niete. Schubspannung $\tau = 6000 \text{ t}$ oder 422 atm, Lochwanddruck $s = 10000 \text{ t}$ oder 703 atm.

Mauerwerk. 250 t oder 17,6 atm.

Rollen in Lagern. 300 d in t , wenn d Rollendurchmesser in Zoll oder 53,3 d in atm, d in cm.

c) *Verschiedene Bestimmungen* für Schweißeisenstäbe. Elastizitätsgrenze 26000 t oder 1826 atm. Dehnung 15 Hundertstel. Schweißstellen nur mit besonderer Genehmigung des Oberingenieurs. — Augenquerschnitt 50 Hundertstel größer als Stabquerschnitt. — Bei über 50' (15,24 m) Stützweite auf einem Trägerende ein Rollenlager.

d) *Blechträger.* Die Gurte haben die Biegungsspannungen allein aufzunehmen; die Blechwand allein die Schubkräfte. — T-Eisensteifen oder Winkelleisen auf jeder Blechwandseite, so daß keine Fläche größer als $20 \square'$ (1,86 m^2) unversteift bleibt. Nietdurchmesser gewöhnlich $\frac{3}{4}$ Zoll (1,96 cm). Schaftlänge nicht weniger als 3" (7,5 cm) und nicht mehr als 6" (15,69 cm). Der lichte Abstand zwischen Nietlöchern und zwischen Nietlöchern und Stabrand (37) nicht weniger als zwei Nietdurchmesser.

4. Aus dem Bedingnisheft für die Brücken der Cincinnati-Südbahn (1875).

a) *Verkehrslasten.* Zwei Lokomotiven mit einem, auf 22' (6,7 m) Länge 20 tons schweren Zuge. Zuschläge von 10 bis 30 Hundertstel für dynamische Wirkungen (impact). Winddruck 50 lbs/sq.ft oder 245 kg/m^2 ⁴⁵⁴.

⁴⁵⁴ Anmerk. 314, S. 161.

b) *Zulässige Spannungen.* Zug: 10000 lbs oder 703 atm.

Schub: 7500 lbs oder 527 atm.

Druck nach der GORDON-Formel, wobei die Beiwerte der Formel durch Versuche zu ermitteln sind. — Druck in vollwandigen Trägern 8000 lbs oder 562 atm. — *Lochwanddruck* der Bolzen 10000 lbs oder 703 atm. — *Augenstäbe* im Auge nicht niedriger gespannt als im vollen Stabe.

c) *Güte des Eisens.* Zugfestigkeit 60000 lbs/sq.in. oder 4219 atm und dabei *Hammerprobe* wie unter 1 f. Unternehmer haben fertig zusammengenietete (full-sized) Druckstabquerschnitte zu liefern, um damit die Beiwerte der GORDON-Formeln aus Versuchen zu ermitteln. Von der seinem Angebot zu Grunde liegenden Eisensorte hat Unternehmer sechs Probestäbe (specimen-bars), von 1,5" (3,92 cm) Durchmesser und 12" (31,38 cm) Länge für Zugversuche zu liefern. Die Verwaltung ist berechtigt jederzeit gleiche Probestäbe einzufordern.

d) *Werkstattarbeiten.* Stoßfugen zu hobeln oder abzdrehen. — *Längenfehler* bei Augenstäben $\frac{1}{16}$ " (1,59 mm); bei Bolzen und deren Löcher $\frac{1}{100}$ " (0,25 mm). — Für *Nietungen* wesentlich die Vorschriften unter 3.

5. Aus dem Bedingnishefte von THEODORE COOPER für die Eriebahn (1879).

a) *Verkehrslasten.* Zwei Lokomotiven (E—22 der von COOPER aufgestellten Reihe) mit angehängtem Zuge von 2240 lbs/ft oder 3,757 t/m — *Seitenkräfte* (lateral loads) für Wind usw.

für den *Lastgurt*: 450 lbs/ft oder 0,331 t/m,

für den anderen Gurt: 150 lbs/ft oder 0,110 t/m.

Zwei Drittel von der Seitenlast des Lastgurtes als veränderlich anzunehmen.

b) *Zulässige Spannungen.* Wie schon SHALER SMITH (1877) für die Rockton-Brücke der Milwaukee und St. Paul-Bahn vorgeschrieben hatte, wählte auch COOPER für verschiedenartig beanspruchte Gurt- und Wandglieder verschiedene Spannungsgrenzen. Diese lagen für Zug zwischen

6000 lbs oder 422 atm für *Hängestäbe* der Fahrbahn,

bis 10000 lbs oder 703 atm für *Gurte* und *Hauptwandstäbe*.

Druckglieder nach der RANKINE-Formel für drei verschiedene Arten der Endenfassung des Stabes. — Bei *Spannungswechsel* ein Teil des kleinsten Grenzwertes zu dem größeren addiert. — *Windstreben* sollen eine Mittelkraft aufnehmen können, die entsteht, wenn auf jeden die Strebe belastenden Stab eine Achsenkraft von 10000 lbs/sq.in. oder 703 t/cm² wirkt.

Blechträger von weniger als 20' (6,10 m) Stützweite sollen für Spannungen berechnet werden, die 1000 lbs/sq.in. oder 70 atm kleiner sind, als diejenigen für Weiten über 6,1 m — *Walzeisen-träger* dürfen um 25 bis 50 Hundertstel höher beansprucht werden, als zusammengesetzte Träger (built beams).

c) *Verschiedene Vorschriften.*

Blechträger sollen ohne Berücksichtigung des Widerstandsmomentes der Blechwand berechnet werden. — *Wandsteifen* in Abständen nicht über das Doppelte der Wandhöhe, falls diese größer ist als $\frac{1}{80}$ ihrer Stärke.

Lagerrollen nicht unter 2" (5,07 cm) Durchmesser (*D*) und ihr *Stauchdruck* nicht über $5000\sqrt{D}$ lbs, wenn *D* in Zollen, oder nicht über $220\sqrt{D}$ in atm und *D* in cm. — Den Brückenträgern soll in der Werkstatt eine *Überhöhung* (camber) gegeben werden, dadurch daß die Feldlängen des Obergurtes größer als diejenigen des Untergurtes gemacht werden, und zwar im Verhältnis von $\frac{1}{8}$ Zoll auf 10 Fuß (1,04 mm auf 1 m).

§ 15. Verschiedenes.

130. Personenverzeichnis.

Adelsköld 67.
 Agrippa 20, 38.
 Alexander der Große 27.
 Apollodorus aus Damaskus 30.
 Ardant 646.
 Arnodin 472, 495, 500, 745.
 Augustus 34.
 v. Bach 95.
 Baly 364.
 Bandhuber 369, 375.
 Barkhausen 710.
 Barlow 66, 250, 266, 573.
 Barton 553, 572.
 Baumeister 215.
 Bauschinger 95, 129.
 Bazaine 380.
 Bazalgette 386.
 Beaupré 254.
 Beck 227.
 Becquey 453.
 Bélu 231.
 Bendel 551.
 Bénézet 63.
 Benkiser 639.
 van den Bergh 620.
 Bernhard 721.
 Bernoulli 265.
 Bertot 575.
 Bessemer 62, 67.
 Bevan 66.
 Beyer 573, 785.
 Bläser 552.
 Bollmann 589, 592.
 Bouscaren 597, 620.
 Bresse 646, 654.
 Bretland 341.
 Brick 676.
 Brix 66.
 Brodillion 477.
 Brown 235, 239, 243, 352, 361.
 Brunel der A. 252, 262.
 Brunel der J. 364, 558.
 Brunton 250.
 Bruyère 346, 644.
 Buchanan, George 358, 501.
 Buchanan 771.
 Burr 48.
 Burton 274.
 Cäsar 29.
 Cagniard-Latour 267.

Cain 599.
 Calippe 55.
 Cameron 24.
 Carroll 587, 588, 591.
 Cessart 283.
 Chabrol, Graf 267.
 Chaley 477, 509.
 Chanute 597.
 Chapman 253.
 Clapeyron 381, 575.
 Clark 356, 352, 523, 526.
 Colbert 55.
 Considère 136.
 Cooper 18, 591, 598, 795.
 Mc Cormick 483.
 Cort, Henry 61.
 Couche 650.
 Cubitt 330.
 Culmann 122, 220, 342, 518, 525, 527.
 528, 529, 548, 601, 651, 765.
 Daelen 78, 394.
 Darius 27.
 Darby 56, 270.
 David 265.
 Débia 554.
 Delorme 47.
 Desaguilliers 55, 268.
 Dewey 501.
 Dietz 692.
 Dillon 283.
 Diodorus 28.
 Dirksen 551, 774.
 Domitian 34.
 Dörpfeld 25.
 Dredge 407.
 Dufour 66, 408, 433, 444.
 Dulcan 66, 266.
 Dulk 390, 408.
 Dulong 266.
 Durm 26.
 Eads 651.
 Eaton 66.
 Ebert 144.
 Ellet 482, 483, 500.
 Engesser 569, 654, 785.
 Etzel 646.
 Euler 265.
 Fairbairn 66, 126, 365, 524.
 Fink 566, 589, 592, 593.
 Finley 232, 427.

- Fitchett 252.
 Flachat 411.
 Flad 623.
 Förster 757.
 Fowler 519, 522, 571, 647.
 Fränkel 654.
 Frentzen 767, 768.
 Frühling 68.
 Fuchs 47.
 Galilei 265.
 Galippe 269.
 Garrin 55, 268.
 Gauthey 266, 346.
 Gayler 399, 426.
 Gérard 763, 765.
 Gerber 124, 127, 559, 576, 599, 609, 613.
 Gerstner 243, 265, 267, 351.
 Gregory 265.
 Grey 90.
 Griffin 55, 269.
 Grubenmann, Johann 47.
 Grubenmann, Ulrich 46, 47.
 Hall 223.
 Hannibal 41.
 Harbach 584.
 Harris 584.
 Hartwich 654.
 Häselser 130, 564, 626.
 Hatley 407.
 Haupt 587, 588.
 Hawks 236.
 Hawkshaw 364.
 Hazard 234.
 Hazledine 324.
 Hemberle 402.
 Heinzerling 81.
 Henz 365, 528 581.
 Herrmann 351, 651.
 Herodot 28.
 Hildenbrand 223, 484, 490, 492.
 Hilton 587, 588, 591.
 Hodgkinson 66, 92, 525, 530.
 Hoech 624.
 Hoffmann 313, 315, 316, 554.
 Hornbostel 542.
 Howe 50.
 Humboldt, Alexander von 223, 228.
 Huyghens 265.
 Intze 81.
 Jäckel 386.
 Janisch 381.
 Justinian 37.
 v. Kaven 567.
 Keefer 488.
 Kennedy 92.
 Kink aus Tirol 67.
 Kintzle 101.
 Kirkaldy 92.
 Kögler 537.
 Könen 29.
 Köpcke 351, 555, 601, 640, 650.
 Köstlin 627.
 Kraake 422.
 Krahm 71, 304.
 Krasnopolsky 423.
 Krohn 130.
 Krüger 550.
 Krupp 62.
 Kübler 654, 724.
 Kunz 710, 774, 785.
 Lagerhjelm 66.
 Laissle 123, 130, 564, 601.
 Lamandé 284.
 Landsberg 116, 130.
 Lang 652.
 Langer 578, 659.
 Laplace 266.
 Latrobe 589.
 Laub 485.
 Launhardt 127, 599.
 Lauter 578, 768.
 Laves 555.
 Lavoisier 266.
 Leather 329.
 Leblanc 471.
 Lees 239.
 Leibnitz 265.
 v. Leibrand 95.
 Lentze 122, 319, 543, 549, 730.
 Lindenthal 399, 426, 739, 761, 771.
 Linville 589, 591, 593, 620.
 Lionardo da Vinci 53, 230.
 Little 538.
 Lohse 528, 551.
 Long 50.
 Löscher 239.
 Lovett 597.
 Lüttich 422.
 Madersbach 313, 315, 316, 554.
 Malberg 248, 265, 351, 392, 568, 601, 605.
 Malezieux 493.
 Manderla 640.
 Mandrokles 27.
 Mantion 650.
 Martens 95.
 Martin 338, 388, 444, 450.
 Mehrstens 71, 84, 89, 96, 100, 108, 109,
 196, 200, 268, 399, 552, 558, 569,
 664, 671, 675, 677, 686, 707, 734,
 740, 758, 760.
 Melan 130, 396.
 Mellin 551.
 v. Mitis 67, 371, 382.
 Mohnié 605.

- Mohr 129, 568, 575, 654.
 Möhring 736.
 de Montpetit 55, 269, 273.
 Morandière 432, 452.
 Morison 620, 741.
 Morse 484, 744.
 Müller-Breslau 654.
 Murphy 591.
 Narses 37.
 Nash 281, 346.
 Nath 306.
 Navier 49, 223, 231, 239, 243, 246, 261,
 264, 265, 413, 530.
 Nebukadnezar 27.
 Le Neve-Foster 327.
 Neville 532, 566.
 Niemann 551.
 Nissen 29.
 Nördling 636.
 Ordish Lefeuvre 396.
 Osborne 583.
 Oudry 646.
 Paine 272.
 Palladio 45, 513.
 Palmer, John 231.
 Palmer 47.
 v. Pauli 94, 559.
 Persius 557.
 Petiet 411.
 Petit 266.
 Pfeuffer 422.
 Picheroni de Mirandola 46.
 Pictet 266.
 Plagniol 427, 441.
 Polonceau 285, 287, 346.
 Post 592.
 Poyet 231, 240.
 Pratt 592.
 Pressel 542.
 Pritchard 270.
 Prony 66, 267.
 Rebhann 124.
 Redpath 239.
 von Reichenbach 285, 300, 306, 346.
 Rendel 361.
 Rennie 66, 217, 290, 291, 293.
 Reymann 626.
 Reynolds 270.
 Rider 587.
 Rieppel 681, 726.
 Riggerbach 646.
 Ritter, Hannover 574.
 Ritter, Luzern 47.
 Ritter, Zürich 613, 654.
 Robausch 383.
 Robeson 350, 647.
 Rohde 557.
 Rondelet 66, 266.
 Röbling d. Ä. 219, 221, 467, 485, 500,
 750.
 Röbling d. J. 491.
 Ruppert 576, 695, 761.
 Sack 91.
 Saligny 34.
 Salle 650.
 Schäffer 127.
 Schiffkorn 540.
 Schinkel 261.
 Schinz 549.
 Schmick 651.
 Schmidt, H. 124.
 Schmidbauer 313, 346.
 Schneider 794.
 Schnirch 219, 369, 399.
 Schübler 123, 130.
 Schwahn 551.
 Schwedler 105, 122, 124, 154, 219, 220,
 529, 548, 560, 561, 563, 566, 568,
 601, 605, 609, 611, 614, 626, 651,
 765.
 Sedley 574.
 Seguin 66.
 Séguin der Ä. 427, 441.
 Serrel 484, 501.
 Shaler Smith 620, 623, 624, 795.
 Siemens, Friedrich 62, 67.
 Smeaton 55, 266, 269, 293.
 Smith, John und William 240.
 Smith 744.
 Speck 754.
 Stehlin 646.
 Stephenson, George 556.
 Stephenson, Robert 57, 66, 122, 217,
 230, 240, 241, 243, 276, 342, 518, 523,
 570, 578, 600, 647.
 Sternberg 551, 654.
 Stöckl 628.
 Stone 584.
 Strohbach 373.
 Styffe 93.
 Telford 66, 122, 217, 238, 249, 250, 252,
 261, 276, 292, 293, 321, 324, 328, 350,
 361, 364, 566.
 Templemann 234.
 Tetmayer 95.
 Thomas 64.
 Town 50.
 de Traitteur 378, 420.
 Trauer 785.
 Tredgold 66.
 Trumbull 580.
 Turner 223.
 Verantius 52, 226, 230, 268.
 de Vergés 387.

Vespasian 34.
 Vicat 440, 444, 447, 450, 730.
 Waddell 642, 772.
 Walker 291.
 Warren 532.
 Watt, James 56.
 Weingärtner 373, 420.
 Wendelstadt 398, 422.
 Werder 94.
 Weyrauch 127, 654.
 Whippel 567, 581, 585.

White 234.
 Wiebe 551.
 Wiebeking 47, 346, 416.
 Wiegmann 397.
 Wilar von Honecort 574.
 Wilkinson 269.
 Wilson 247, 599.
 Winkler 123, 127, 536, 567, 646, 654.
 Wöhler 93, 126.
 Zimmermann 670, 762.
 Zorès 78.

131. Sachregister⁴⁵⁵.

Achsdruck der Lokomotiven, Größe und Wachstum 110.
 Ankerkette für Kabel 444.
 — Verbindung mit dem Kabel 444.
 Ankerschacht 374, 380.
 Ankerseil 457.
 Anspannvorrichtung bei Gegenstreben 587.
 Aquädukt von Bomfica 40.
 — — Pont du Gard 39.
 — — Roquefavour 755.
 — — Spoleto 40.
 — — Tarragona 38.
 Arbeitsfestigkeit 128.
 Aufreiben 136.
 Aufstellung ohne Gerüste 172, 652, 695.
 Augenstäbe 586, 793.
 — Herstellung 241, 256, 352, 392, 591, 772.
 Ausgleichgrube 77.
 Ausleger 571.
 Auslegerbogen 659, 721, 749, 751.
 Auslegerbogenbrücke 655, 710, 721, 749.
 — über den Elbe-Trave-Kanal bei Mölln 719.
 — Troitzky über die Nawa in Petersburg 719.
 — Mirabeau über die Seine in Paris 715.
 — über das Viaurtal in Frankreich 700.
 Auslegerbrücke 522, 527, 628, 689, 773.
 — alte 574.
 — Aufstellung 172, 695.
 — hölzerne 25.
 — mit Hängegurtung 578.
 — mit Mittengelenk 624, 694.
 — Stützweite 196.
 — Verankerung 694.
 — weitestgespannte in Europa 727.
 — Blauw-Krantz- im Kapland 660.
 — der Swinemünderstraße in Berlin 696.
 — über die Borcea bei Fetesti 691.

Auslegerbrücke, Franz Joseph- über die Donau in Budapest 692.
 — über die Donau bei Cernavoda 691.
 — über die Donau in Vilshofen 577, 626.
 — Stephanien- über den Donaukanal in Wien 578.
 — Blackwell Island- über den Eastriver in New York 694, 732.
 — über den Firth of Forth 68, 632, 669, 762.
 — über die Hotzenplotz bei Deutsch Rasselwitz 633.
 — über den Hudson bei Poughkeepsie 639.
 — über den Indus bei Sukkur 763.
 — über den Kanal 663.
 — über den Kentucky 620, 623, 639.
 — über den Lorenzstrom bei Quebeck 632, 671, 694.
 — über die Luhe 626.
 — über den Main bei Haßfurt 577.
 — über den Mississippi bei Minneapolis 624.
 — über den Neckar in Manneim 577, 633, 697.
 — über den Niagara 639.
 — über die Oder in Ratibor 696.
 — der Tolbiacstraße in Paris 696.
 — über das Pecostal in Texas 637.
 — über die Regnitz in Bamberg 577.
 — über den Rhein bei Ruhrort-Homburg 692, 727.
 — über den Roten Fluß in Tonkin 696.
 — über die Hafeneinfahrt von Sydney 742.
 — über die Theiß in Tokay 696.
 — über die Warnow in Rostock 632.
 — über die Warthe bei Posen 626.
 — über die Weser in Bremen 696.
 Auslegerkabelbrücke 725.

⁴⁵⁵ Die Brücken sind nach der Art der Hauptträger und dabei in alphabetischer Reihenfolge der Flußläufe geordnet. *

- Auslegeträger 570, 576, 682.
 — in Amerika 613.
 — erster in Deutschland 574.
 Bahngerippe, Belastungsannahmen 108.
 — Erklärung 7.
 Balkenbrücke im allgemeinen 614.
 — in Amerika 579.
 — die erste 220.
 Balkenträger, erster gegliederter 527.
 — erster gußeiserner 514.
 — erster schweißeiserner 514, 516.
 — erster aus Stahl 621.
 — Einsturz von 542, 677.
 — aus Eisenbahnschienen 516.
 — Astabula- 585, 594.
 — über den Birsfluß bei Mönchenstein 674.
 — über den Boynefluß bei Drogheda 553, 624.
 — über die Brahe in Bromberg 612.
 — über die Brahe bei Czersk 612.
 — Arsenal- bei Brighton (Massachusetts) 588.
 — über den Conway 523.
 — über das Crumlintal bei Newport in Südwest Wales 539, 566, 635.
 — über den Delaware bei Philadelphia 688.
 — über den Delaware bei Trenton 48.
 — über das holländische Diep bei Moerdijk 621.
 — über die Donau bei Großprüfening 626.
 — über die Donau bei Tulln 627.
 — über den Donaukanal bei Nußdorf 628.
 — Brigitta- über den Donaukanal in Wien 627.
 — Kronprinz Rudolf- über den Donaukanal in Wien 627.
 — über die Eipel 605.
 — über die Elbe bei Dömitz 564, 626.
 — über die Elbe bei Hämerten 563, 612.
 — über die Elbe bei Hohnstorf 624.
 — über die Elbe bei Magdeburg 529.
 — über die Elbe bei Riesa 624.
 — Flackensee- 568, 607.
 — über die Garonne in Bordeaux 601.
 — über die Garonne bei Langon 600.
 — Portagetal- über den Genessee 637.
 — über den Göta-Elf bei Trollhättan 67.
 — über die Gran 605.
 — über die Holbornstraße in London 340.
 — über die Ilmenau bei Bienenbüttel, 567, 601, 607.
 — über die Isar bei Großhesselohe 606.
 — über die Jumna bei Allahabad 605.
 — über die Kinzig bei Offenburg 342, 605.
 Balkenträger über den Lech bei Füssen 626.
 — über den Leck bei Kuilenburg 593, 608.
 — Viktoria- über den Lorenzstrom bei Montreal 600.
 — Wilhelms- über die Maas in Rotterdam 618.
 — bei Marnheim 626.
 — über die Memel bei Tilsit 624.
 — Britannia- über die Menaistraße 66, 519, 523, 600.
 — über den Minnesund bei Minne 640.
 — über den Missouri bei Glasgow 623.
 — über den Missouri bei Plattsmouth 620.
 — über den Missouri bei Omaha 595.
 — über den Monongahela bei Clarksburg 589, 591.
 — über die Mosel bei Koblenz 608.
 — über die Nahe bei Bingen 608.
 — über die Neiße bei Guben 528, 529.
 — über das Niddatal bei Assenheim 639.
 — über die Nogat in Marienburg 529, 543, 683.
 — über die North Western Eisenbahn 518.
 — über den Ohio bei Beaver 620.
 — über den Ohio der Cincinnati-Südbahn 620.
 — über den Ohio bei Louisville 566, 609.
 — über den Ohio bei Parkersburg 610.
 — über den Ohio bei Steubenville 610.
 — über den Ohio bei Newport 618.
 — über den Ohiofall bei Louisville 566, 593.
 — über den Pruth bei Czernowitz 542.
 — über den Rhein bei Altbreisach 626.
 — über den Rhein bei Gernersheim 624.
 — über den Rhein bei Griethausen 606, 609.
 — über den Rhein bei Hamm 624.
 — über den Rhein bei Hünningen 626.
 — über den Rhein bei Kehl 604.
 — über den Rhein bei Köln 604.
 — über den Rhein bei Mainz 607, 614.
 — über den Rhein bei Schaffhausen 46.
 — über das Rovintal 633.
 — über den Royalkanal 527.
 — über die Ruhr bei Altstaden 530.
 — über die Saale bei Grizehna 530.
 — Chesnutstreet- über den Schuylkill in Philadelphia 338.
 — über das Siouletal in Frankreich 688.
 — über den Sutleyfluß in Indien 628.
 — Saltash- über den Tamar 555.
 — über den Tarn bei Moissac 601.

- Balkenträger über den Tay in Schottland 691.
 — über den Trent bei Newark 566.
 — über den Tyne bei Newcastle (High Level Bridge) 342.
 — über das Varugastal in Peru 637.
 — über den Waal bei Moerdyk 491.
 — über den Waal bei Nymwegen 620.
 — über die Weichsel in Dirschau, alte 218, 529, 543.
 — über die Weichsel in Dirschau, neue 683.
 — über die Weichsel in Fordon 678, 683, 686, 691.
 — über die Weichsel bei Graudenz 624, 683.
 — über die Weichsel bei Münsterwalde 683.
 — über die Weichsel bei Thorn 624.
 — über die Weser in Bremen, Kaiserbrücke 626.
 — über die Weser bei Corvey 563, 612.
 — über die Weser bei Wesel 624.
 — über die Wupper, Linie Elberfeld-Witten 529.
 — über den Wye bei Chepstow 519, 534.
 Balkenträger, Erklärung 11, 682.
 — Umriß 553.
 — durchgehender 520, 521, 527, 553, 570.
 Ballen (Walze) 77.
 Bandedisenhängegurt 411.
 Bandgurt 614.
 Bauhöhe 169.
 — und Fahrbahnlage 183.
 Belastung 103, 108, 121.
 — Ausnahme- 108.
 — des Bogengerippes 108.
 — von Einflußflächen 111.
 — künstliche 579.
 Belastungsannahmen für Nebenbahnen 111.
 — für Straßenbrücken 113, 114.
 Belastungsgleichwert, Größe 105, 111.
 Belastungsversuch 675.
 — von Kettenstäben, Menaibrücke 257.
 Belastungsvorschriften, frühere in Amerika 594, 596.
 Belastungswechsel 125.
 Bessemereisen, Versuche mit 608.
 Bessemermetall, saures, Verwendung 621.
 Bessemerstahl, erstmalige Verwendung 68.
 Betonbrückenbau 758.
 Biegeprobe 97.
 Bleche, Arten 74, 77, 778.
 — Herstellung 75.
 Blechbogen 645.
 Blechträger 517, 600, 792, 794, 795.
 Blechträger, Belastungsversuche und Tragfähigkeit 530, 795.
 — Versteifung 609.
 Block (zur Herstellung von Blechen) 76.
 Bogen, Aufstellung 705.
 — schlaffer 659.
 — Stützweise 701.
 — Verbindung mit eisernen Pfeilern 300.
 Bogenbalkenträger, Allgemeines 16, 312, 343, 659.
 — Erklärung 682.
 — nach Navier 50.
 — hölzerner 48.
 Bogenbalkenbrücke über die Elbe bei Harburg 707.
 — Augarten-, über den Donaukanal in Wien 17, 397.
 — über die Enz in Pforzheim (Fußsteg) 688.
 — über die Enz in Pforzheim (Straßenbrücke) 721.
 — Brooks- in Hamburg 659.
 — Ferdinand- über die Mur in Graz 633, 659, 682.
 — über die Oder in Stettin 721.
 Bogenbrücke 618, 644.
 — erste auf dem europ. Festlande 277.
 — Reichenbachs Theorie über 306.
 — außergewöhnliche 660.
 — gußeiserne 645.
 — gußeiserne, Anfänge 268.
 — gußeiserne, bauliche Einzelheiten 343.
 — gußeiserne, Burtons Patent 274.
 — erste gußeiserne in Berlin 279, 295, 320.
 — erste gußeiserne in Paris 282.
 — erste gußeiserne für Eisenbahnen 341.
 — mit Fahrbahn mitten, nach Polonceau 289.
 — Kornhaus- über die Aare in Bern 705.
 — Kirchenfeld- über die Aare in Bern 600.
 — über die Aare bei Olten 645.
 — über den Airefluß bei Leeds 329.
 — über den Allier 45.
 — über den Böllatfall in Hohenschwangau 660.
 — über den Calderfluß bei Stanley 329, 330.
 — in St. Cloud 288, 289.
 — über den Crou bei St. Denis 346, 644.
 — Waterloo- über den Conwayfluß 321.
 — in Corbeil 288, 289.
 — über den Csernafluß bei Mehadia 315, 318, 346.
 — über den Csukabach 313, 318, 346, 554.

- Bogenbrücke über den Kanal von St. Denis im Zuge der Nordbahn 289.
- über die Donau in Budapest 660.
 - Sophien- über den Donaukanal in Wien 627.
 - über die Dornochmündung 322.
 - Carola- über die Elbe in Dresden 714.
 - Eisenbahn- über die Elbe in Dresden 719.
 - über die Elbe in Harburg 688.
 - über die Elbe in Hamburg 658.
 - Ellesmere Kanal- 321.
 - über den Eure in Louviers 288, 289.
 - über den Erdrefluß 655.
 - über das Garabittal 659.
 - über den Hammerstrom bei Peitz 306, 346.
 - über die Havel in Potsdam 325.
 - Hellgate- über den Hudson in New York 776.
 - Bank- über den Katharinakanal in Petersburg 279.
 - Bankowsky- über den Katharinakanal in Petersburg 378, 417, 378.
 - Demidow- über den Katharinakanal in Petersburg 279.
 - Theater- über den Katharinakanal in Petersburg 279.
 - Albert- über den Laganfluß in Belfast 341.
 - über den Laryfluß bei Plymouth 329.
 - Hunslet- in Leeds 329.
 - über das Llangollental 321.
 - über die Maine bei Angers 288, 289.
 - über die Menastraße, Entwurf von Telford 1810. 217, 647.
 - über den Medway bei Rochester 334, 347.
 - über den Mississippi bei St. Louis 651.
 - Monk- in Leeds 329, 330.
 - blaue über die Mojika in Petersburg 279.
 - Krasny- über die Mojika in Petersburg 279.
 - Potschtamtsky- über die Mojika in Petersburg 378, 380.
 - rote über die Mojika in Petersburg 279.
 - Siny- über die Mojika in Petersburg 279.
 - über die Mosel bei Trarbach 708, 717.
 - Moskau- neue über die Nawa in Petersburg 279.
 - Nikolaus- über die Nawa in Petersburg 279, 347.
 - über den Nordostseekanal bei Grüenthal 702.
- Bogenbrücke über den Nordostseekanal bei Levensau 704.
- über die Ocker in Braunschweig nach Reichenbach 304, 346.
 - Oued el Hamman- in Algier 339.
 - über den Paddington-Kanal 330.
 - Radetzky- in Leibach 351.
 - über den Rhein bei Bonn 705.
 - über den Rhein in Düsseldorf 707.
 - über den Rhein oberhalb Koblenz 654.
 - über den Rhein in Koblenz 654.
 - über den Rhein in Rheinhausen 654.
 - über den Rhein bei Worms, Straßenbrücke 707, Eisenbahnbrücke 708.
 - über den Rock Creek 335.
 - über die Rhône bei Tarascon 342.
 - über den Rohrbach (Gotthardbahn) 660.
 - Alkantara- über den Rummel in Constantine 339.
 - über die Sarthe bei Fillé 714.
 - über den Schuylkill. Entwurf von Paine 273.
 - Alexander- über die Seine in Paris 710.
 - Arcole- über die Seine in Paris 387, 493, 646.
 - Austerlitz- in Paris 279, 282, 284.
 - Caroussel- in Paris 282, 285.
 - Passerelle de Grève über die Seine in Paris 646.
 - St. Louis- in Paris 331.
 - Pont des Arts- über die Seine in Paris 279, 282.
 - steinerne Pont neuf über die Seine in Paris 282.
 - Solferino- in Paris 331.
 - über den Severn bei Brosely 56, 269.
 - über den Severn bei Buildwas 276.
 - über den Severn bei Coalbrookdale 56, 269.
 - über den Severn bei Tewkesbury 328.
 - Viktoria- und Albert- über den Severn 343, 647.
 - Craig-Ellachie- über den Speyfluß 321.
 - Alsen- über die Spree in Berlin 338, 515.
 - Friedrichs- über die Spree in Berlin 297.
 - Kunowski- über die Spree in Berlin 298.
 - Roch- über die Spree in Berlin 298.
 - Weidendammer- über die Spree in Berlin 298.
 - über die Unterspree in Berlin 351.
 - in Staines 321.
 - über das Striegauer Wasser bei Baasan 57, 277.

- Bogenbrücke über den Teamfluß bei Stamford 272.
 — über die Theiß bei Szegedin 655.
 — über den Temesfluß bei Karansebes 317, 318, 346.
 — Battersea- über die Themse in London 341.
 — London- über die Themse in London 292.
 — über die Themse in London. Entwurf von Telford 1801 217, 293, 350, 515.
 — Southwark- über die Themse in London 279, 282, 293.
 — Vauxhall- über die Themse in London 279, 282, 291, 296, 723.
 — Viktoria- über die Themse in London 347.
 — Waterloo- über die Themse in London 290.
 — Westminster- über die Themse in London 296, 334.
 — über den Trent bei Handsacre 331.
 — über den Wear bei Sunderland 273, 275, 276, 294.
 — Stieger- über den Wienfluß in Wien 351.
 — über den Withamfluß in Boston 293.
 — über den Wye in Chepstow 324.
 — gußeiserne 325, 342.
 — gußeiserne in der Neuzeit 340.
 — gußeiserne in Deutschland 349.
 — gußeiserne in England 319.
 — gußeiserne, weitest gespannte 343.
 — gußeiserne, Zeit der Verwendung 318.
 — schweißeiserne 644.
 Bogenform 658, 701.
 Bogengurt, gußeiserner aus Röhren 346, 347.
 Bogenkraft, Erklärung 13.
 — künstliche Begrenzung 735.
 Bogenlage, Regelung durch Keile an den Kämpfern 294.
 Bogenrippe, gußeiserne, Ausbildung 319, 320, 329, 338, 344, 345.
 — gußeiserne, Verwendung von 276, 277, 297.
 — gußeiserne, Verbindung von, im Scheitel 300.
 — Verbindung zwischen den einzelnen Stücken 320, 329, 338.
 Bogensehnenträger 553, 581, 620.
 — Ursprung 48.
 — erster deutscher 612.
 — abgestumpfter 554, 620.
 Bogenträger, durchgehender 719.
 — Erklärung 11, 13.
 Bollmanträger 589.
 Bohren 135.
 Bolzen 73, 793.
 Bolzengelenk 75, 624.
 Bolzenknoten, Abnutzung 539, 772.
 — Ursprung 532, 586.
 — Vorteile 593.
 Bolzenknotenbauart, Ausbreitung 592.
 — in Amerika 641, 772.
 Breitung 77.
 Bremskraft 103, 119.
 — Übertragung 709.
 Britanniabrücke 570.
 — Vorgeschichte 218.
 Bruchversuche eiserner Brücken 675.
 Brücke, Architektur 706, 767, 774.
 — Erklärung 1.
 — Bedeutung einer 172.
 — bewegliche, Erklärung 5.
 — erste eiserne in Europa 56, 218, 277.
 — erste eiserne in Amerika 580.
 — erste allein mit Bolzenknoten versehene 591.
 — eiserne des Verantius 52.
 — geschlossene 197.
 — gußeiserne der Gegenwart 218.
 — höchste 705.
 — offene 198.
 — teilweise offen 200.
 — Spannweite größte 172.
 Brücken, älteste 26.
 Brückenordnung 18, 168, 178, 201.
 Brückenbauanstalt, jährliche Leistung 774.
 Brückenbreite, Einfluß des Windes 201.
 Brückenbaustelle, Wahl der 169.
 Brückenbremse 735.
 Brückenentwurf, Beschaffung des 212, 764, 771, 790.
 — Grundzüge 18.
 Brückenfähre, Erklärung (siehe Schwebefähre) 5, 744.
 Brückengrundriß 179.
 Brückengründung 663.
 Brückenfeiler, erster eiserner 539, 566, 635.
 Brückenquerschnitt 7, 740.
 Brückenschiene 605.
 Buckelblech 80, 334.
 Bündeln von Kabeln 448.
 Charge 77.
 Coquille 77.
 Dauerversuche 126.
 Débiatäger 555.
 Deckblech 143.
 Deckbrücke 193.
 Decklasche 143.

- Doppelkette 400.
 — Lagerung auf den Stützpfeilern 398, 399.
 Doppelkettenbauart 395, 397, 398, 399, 741.
 Doppelkettenbrücke in Pittsburgh 399.
 — über den Northriver in New York 741.
 Drahtfestigkeit 66, 431, 445, 736, 737.
 Drahtkette 428.
 Drahtknotenbildung 428.
 Drahtbündel 427.
 Drahtmaterial 505, 737.
 Drahtschleife 448.
 Drahtseil, erstmalige Verwendung 427.
 Drehbrücke 613.
 Dreiecksdach 26.
 Dreigelenkbogen 351, 650, 660, 714.
 Drucksicherheit der Stäbe 671, 790.
 Druckstab 565, 696, 795.
 Druckversuch 771, 772.
 Durchgehender Träger 520, 527, 553, 570, 575, 578.
 — — Erklärung 14.
 — — über den Bosphorus. Entwurf von Ruppert 576.
 — — über den Boynefluß bei Drogheda 571.
 — — der Franz Karlbrücke über die Mur in Graz 633.
 — — Torkseybrücke 519, 571.
 — — über den Tjidondoei auf Java 64.
 — — Wrsowicerbrücke 578.
 Dynamische Lastwirkungen, Berücksichtigung der 108, 121, 130, 790.
 Eigengewicht 103.
 — Verteilung 105.
 Einschnürung als Maß der Zähigkeit 94.
 Einsturz von Balkenbrücken 589, 594.
 — von gußeisernen Bogenbrücken 314, 318.
 — von Brücken 665.
 — von Brücken, Ursache 669.
 — der Brücke in Würzburg 43.
 — der Kettenbrücke bei Brighton 248.
 — der Moldaubrücke in Prag 43.
 — der Notre Damebrücke 43.
 — der Pont du Change 43.
 — der Rhônebrücke in Avignon 43.
 Eisen, Bezeichnung der Arten 95.
 — als Brückenbaustoff 673.
 — Herstellung des 64, 68.
 — Eigenschaften des gegenwärtig verwendeten 679.
 — Prüfung des 678.
 — schmiedbares 60.
 — Klassifikation 93.
 — Prüfung 92, 101, 597, 674.
 Eisen, Verbrauch 65, 678.
 — Verwendung des im Mittelalter 268.
 Eisenbahnbrücke, Erklärung 1.
 Eisenbahnüberführung, Erklärung 3.
 Eisenbetonbrücke 758, 760, 776.
 Eisenbrücke, längste 691.
 Eisenbrückenbau, Entwicklung des Studiums 212.
 — jährliche Leistung 774.
 Eisenkonstruktionen, Normalbedingungen für die Lieferung von, für Brücken und Hochbau 96.
 Elastizitätsgrenze 125.
 Entgleisung, Zug-, Schutzvorrichtung bei Brücken 671.
 Fachwerk, einteiliges 565.
 — Bogen, erster 654.
 — Gegen- 512.
 — Hänge-, erstes 510.
 — Ständer- 513, 565, 608.
 — — erste französische Brücke mit 601.
 — Streben- 532.
 — — erstmalige Verwendung 566.
 — — mehrteiliges 540, 608.
 — — zweiteiliges 561, 565, 568.
 — Träger (siehe Träger).
 Fahrbahn, Erklärung 6.
 — Abstützung 288.
 — Belastung 108, 790.
 — freischwebende 708, 718.
 — frei gestützte 707.
 — Gewicht 105.
 — Lage der 179, 193, 195.
 — Längenänderung 704.
 Fahrbahndecke 355.
 Fahrbahnlage und Quersteifigkeit 195.
 — und Querverbände 196.
 Fahrbahntafel, Ausbildung der gußeisernen Bogenbrücken 331, 334, 339, 344, 347.
 — offene und dichte, Erklärung 8.
 — bei Hängebrücken 359.
 — bei Kettenbrücken 390.
 — Längsbeweglichkeit 334.
 — Ziegelsteinkappen als 347, 331.
 Federgelenk 577, 735.
 Federring 162.
 Fertigform 74, 79.
 Festigkeitsmaschine 92, 437.
 Festigkeitsversuche beim Baue der Weichselbrücken bei Dirschau, Marienburg und Fordon 71.
 — für Flußeisen beim Bau der Weichselbrücken zu Dirschau und Marienburg 96.
 — für Flußmetall der Weichselbrücken in Marienburg 97.

- Finkträger 589, 606.
 Fischbauchträger 516, 553, 561.
 Flachbogen, Ursprung 43.
 Flacheisenketten 243.
 Flammofen 67.
 Flammofen-Flußstahl 63.
 Flammofenfrischen 65.
 Flammofengußeisen 736.
 Fliehkraft 103, 118.
 Flußeisen, Erklärung 68.
 — basisches 686.
 — basisches, erstmalige Verwendung 70.
 — Einführung 673, 677, 702.
 — Verwendung in Amerika 790.
 Flußmetall-Darstellung in Österreich-
 ungar 72.
 Flußmetallguß 74.
 Flußstahl 62, 67, 68.
 Form 77.
 Formeisen 74, 559, 777.
 — Ursprung 78.
 Gegenfachwerk 555.
 Gegenketten, Verwendung von 262, 389,
 395.
 Gegenmutter 163.
 Gegenstreben 554, 584, 587.
 — Verwendung von und Nachteile 569.
 Gelenke 626.
 — in Balkenträgern 521, 527, 571, 573,
 576, 623, 633.
 — in Bogenträgern 350, 646, 655, 700.
 — in Hängeträgern 351, 735.
 — in Querträgern 258.
 — in Steinbrücken 759.
 Gelenk, Feder- 577, 735.
 — Kämpfer- 647, 650, 654.
 — Mitten- 624, 735.
 — Scheitel- 647, 654, 735.
 — unvollkommenes 577, 735.
 Gelenkbolzen, Anwendungsgebiet 75.
 Gelenkbolzenbrücke 640, 642.
 Gelenkträger 571, 574, 576, 613.
 Gerberträger 577, 613.
 Gerüstpfeiler 539, 566, 570, 637.
 Gerüstpfeilerbrücke, über das Greifen-
 bachtal 640.
 — Linie Saupersdorf 640.
 — bei Schwarzenberg 640.
 — Linie Waldheim 640.
 Gerüstpfeiler, hölzerner erster 582.
 Gesamterscheinung des Bauwerkes 214.
 Gesamtwindfläche 118.
 Gesenke 81.
 Gewölbe, Krag- 25.
 Gießen 73.
 Gießpfanne 77.
 Gitterbrücke über die Eipel 605.
 Gitterbrücke über die Gran 605.
 Gitterstabeisen 74.
 Gitterträger 218, 527, 543, 548, 569, 604.
 — Belastungsversuche, Tragfähigkeit 530.
 Gitterwand, doppelte 605.
 — Flechtung 529.
 Gitterwände, engmaschige, erste Ver-
 wendung 220.
 Gleisverschlingung 181.
 Greyprofile 86, 87, 89.
 Grobblech 77.
 Grundriß der Brücke, Breite des 179.
 Grundspannung 104, 121.
 Gurt aus Gußeisen 314.
 — Band- 614.
 — Kasten- 614.
 — Ketten-, Verwendung als Zugband
 346.
 — Ober-, gußeiserner 609.
 — — Knicksicherheit 198.
 — Querschnitt 345, 347, 614.
 — Streifen- 609, 614.
 — symmetrischer 612.
 — Zellen- 525, 526, 548, 600.
 Gurtquerschnitt, größter 695.
 Gußeisen 55, 59.
 — in Balkenbrücken 586.
 — in Bogenbrücken 268, 274, 279, 282,
 320, 341, 343, 645.
 Guß- und Schweißisenverbindung 515,
 589.
 Gußstahldraht 737.
 Hängebogenträger, Erklärung 13.
 Hängebrücke, Anwendungsgebiet 736.
 — Bandeisen- 407, 411.
 — Bauwürdigkeit 725.
 — Belastungsprobe 436, 437.
 — für Eisenbahnverkehr, erste 487.
 — Entwicklung 724.
 — mit eisernen Ketten, erste Verwen-
 dung 229.
 — erste mit angehängter Bahn 231.
 — mit drei Gelenken 734.
 — erste mit Scheitलगelenk 650, 784.
 — über die Elbe zwischen Loschwitz und
 Blasewitz 406, 734.
 — Sicherung gegen seitliche Schwankun-
 gen 433, 442.
 — nach Poyet 231.
 — Steifigkeit 734.
 — Naviers Theorie der 266.
 — des Verantius 53.
 — Anfänge des Baues der 222.
 — aus Bambusrohr 227.
 — bei Kingtung 229.
 — bei Seloschasum in Thibet 229.
 Hängefachwerk, erstes 404, 510.

- Hängefachwerk, Hängebrücke mit 395, 400.
- Hängegurt 723, 741.
- Hängeseil, Bewährung von 447.
- Hängestange 388, 433.
- Hängestange, Verbindung mit der Fahrbahn 433, 441, 443, 454, 455, 458, 474, 502.
- Hängeträger mit aufgehobener Bogenkraft 397.
- Hängewerksträger 46.
- Härtebiegeprobe 97.
- Halbkreisbogen 38.
- Hauptträger, Aufgaben der 184.
- Anzahl der 184.
- schräggestellte, Anwendung 211, 655.
- schräggehende, Vorteil 201, 207.
- Stellung der 184.
- Haupttragwerk, Erklärung 6.
- Teile des 184.
- Hayflußstahl 623.
- Heftniet 135.
- Herd 59.
- Herdstahl 67.
- Hochbrücke, Erklärung 2.
- Hochofen 59.
- Holzbrücke, gegliederte, Entwicklung 26.
- älteste 27.
- römischen Ursprungs 29.
- des Mittelalters und der Neuzeit 45.
- Cismonebrücke 46, 513.
- über die Donau von Trajan 30.
- über die Limmat bei der Abtei Wettingen 47.
- über den Neckar, römischen Ursprungs 35.
- über den Rhein bei Mainz, römische 34.
- über den Rhein bei Weißenthurm, römische, von Agrippa 29.
- über den Rhein bei Heidelberg, römische 35.
- amerikanische 48.
- über den Connecticut bei Bellow Falls 48.
- über den Delaware bei Trenton 48.
- über den Mstafluß in Rußland 51.
- über den Schuylkill 47.
- von Wiebeking 47.
- Holzklotpflaster, erstmalige Verwendung 355.
- Howeträger 50.
- erster eiserner 582.
- der Boston Providence-Eisenbahn 584.
- Kabel, Beanspruchung 442, 736, 738.
- erste Verwendung 232.
- ohne Ende 465, 471, 507.
- Ersatzmöglichkeit 493, 495.
- Kabel, amerikanische Bauart 467, 485, 500.
- französische Bauart 500, 738.
- Herstellung von 441, 447, 490, 494, 505, 512, 736, 737.
- erstmalige Herstellung auf der Baustelle 471.
- Herstellung aus Stabeisen 450.
- Festigkeitsmaschine 437, 737.
- Lage der, zueinander 438, 443, 493.
- Lagerung auf den Stützpfählen 432, 457, 470, 475, 476, 477, 478, 496, 497, 502.
- Längenregelungsvorrichtung 457.
- Paralleldraht- 729.
- Querschnitt 447, 738.
- — Kraftverteilung im 730.
- Rostschutz 449, 730, 737.
- Schräg- 500.
- Stellglied für 466.
- Spiral- 494, 500, 730, 738.
- Verankerung 433, 439, 444, 449, 459, 460, 465, 472, 474, 487, 497, 507, 512.
- Verankerung am Mittelpfeiler 439.
- Verbindung von 433, 444, 457.
- Verbindung mit den Ankerketten 465.
- Verbindung mit den Hängestangen 433, 436, 441, 443, 454, 455, 458, 474, 477, 478, 497, 502.
- verschlossene 737.
- Vorteil gegenüber der Kette 724, 729, 733.
- Wettbewerb mit der Kette 724, 729.
- Kabelbrücke 618.
- Entwicklung 724.
- erste europäische 432.
- erste Frankreichs 261.
- erste über die Rhône 440.
- erste über die Niagarafälle 483.
- für Eisenbahnbetrieb 432.
- Einsturz 467, 471, 472, 477, 482, 483, 501.
- Schrägstellung der Tragwände 434, 442.
- Versteifungsträger für, erstmalige Verwendung 430.
- Verstärkung 460, 463.
- Windverband 500.
- Kabelbrückenbau, Anfänge des 427.
- Bewährung und Erfahrungen in Frankreich 493.
- Kabelkanalbrücke über den Alleghany 485.
- über den Alleghany in Pittsburgh 490.
- über den Allier bei St. Ilpice 495.
- über den Allier bei Lamothe 495.

- Kabelkanalbrücke über den Argen bei Langenargen 736.
- bei Le Bonhomme über den Blavet 506.
 - von Caille 473.
 - über die Charente in Tonnay-Charente 474.
 - über den Connecticut bei Windsor Looks 484.
 - über die Donau in Passau 736.
 - über die Dordogne bei Argentat 452, 730.
 - über die Dordogne bei Cubzac 470.
 - über den Douro in Porto 473.
 - alte über den Eastriver in New York 490, 724, 730.
 - Manhattan- über den Eastriver in New York 730, 733.
 - Williamsburg- über den Eastriver in New York 505, 597, 724, 730.
 - über eine Schlucht in Ecuador 484.
 - über den Elkfluß in Charleston 482, 501.
 - über den Galorefluß bei St. Vallier 435.
 - über die Garonne in St. Pierre 475.
 - über die Garonne in Verdun 506.
 - über den Stadtgraben in Genf 444.
 - über die Loire bei Ancenis 508.
 - de Joué über die Loire bei Tours 508.
 - über den Mainefluß bei Angers 477.
 - über die Marne bei Bry 18, 74.
 - über den Mississippi in Minneapolis 502, 724.
 - über den Monongahela bei Morgantown 501.
 - über den Monongahela in Pittsburgh 402.
 - über den Northriver in New York. Entwurf von Lindenthal 739.
 - Gründung 664.
 - über den Niagara, für Eisenbahnverkehr 487.
 - Clifton- über den Niagara 502, 505.
 - über den Niagara bei Queenstown 501.
 - zweite über die Niagarafälle 484.
 - über den Ohio in East Liverpool 485, 505, 724.
 - über den Ohio in Cincinnati 488.
 - über den Ohio bei Rochester 485.
 - über den Ohio bei Wheeling 483.
 - über die Rhône in Beaucaire 442.
 - St. Antoine- über die Rhône in Genf 432, 446.
 - Pont de l'Hôtel Dieu- über die Rhône in Lyon 443.
 - über die Rhône bei Jons-Niévroz 738.
 - Pont Napoléon- über die Rhône in Lyon 443.
- Kabelkanalbrücke über die Rhône zwischen Tournon und Tain 428, 435.
- über die Rhône in Valence 442.
 - über die Rhône bei Vernaison 738.
 - über die Rhône in Vienne 442.
 - über die Saane bei Corbières 508.
 - über die Saane in Freiburg 455.
 - Gotteron- über die Saane in Freiburg 462.
 - Christophe- über den Scorff 472.
 - Cité- über die Seine in Paris 331, 454.
 - von Damiette und Constantine über die Seine in Paris 454, 493.
 - Louis Philipp- über die Seine in Paris 453, 493.
 - erste der Stadt Paris über die Seine 453.
 - über die Hafeneinfahrt von Sydney, Entwurf der Gesellschaft Nürnberg 738.
 - Lambeth- über die Themse in London 404, 510.
 - Hammersmith- über die Themse in London 263, 352, 387, 394.
 - über die Vilaine bei Roche Bernard 471.
- Kabeldurchmesser 731.
- Kabelkette 741.
- Kabelverbindungsstücke 433.
- Kaliber 76.
- Kaliberdruck 79.
- Kaliberwalze 76.
- Kaltbiegeprobe 97.
- Kämpferausbildung bei gußeisernen Bogenbrücken 326, 329, 338.
- Kämpfergelenk 647, 650, 654.
- Kanalbrücke, Erklärung 1.
- 321 329, 330.
- Kastengurt 614.
- Kastenträger 518, 519.
- Kette, Bildung der 382, 383, 411, 732.
- Gleichgewichtsform 243, 265.
 - Herstellung 233, 235, 238, 244, 252, 256, 262, 263, 267, 358, 365, 370, 373, 379, 389, 394, 409, 411, 425.
 - Bandeisen- 411.
 - Eisendraht- 239.
 - mit Flacheisengliedern 235.
 - aus Rundeisenschleifen 262, 267.
 - aus geschweißten Stäben 238.
 - mit Kuppelgliedern 264, 265, 359, 365, 378, 380, 390, 425.
 - Lagerung auf den Stützpfeilern 244, 256, 262, 353, 365, 372, 379, 382, 389.
 - Material 256, 352, 726, 732, 736.
 - Pfeilverhältnis 395.
 - Verankerung der 244, 256, 353, 370, 374, 376, 378, 380, 382, 384, 387, 389, 390.

- Kette, Verbindung mit Hängestangen 316.
 — Gliedverbindung 256, 264, 359, 360, 365, 378, 380, 390, 425.
 — Schräg—bauart 395.
 — Zugfestigkeit, Prüfung auf 245, 372, 374, 379, 392.
 — Wettbewerb mit dem Kabel 724, 729.
 Kettenbrücke über die Aare in Bern 425.
 — über den Alleghany bei Pittsburgh 399.
 — Helkowitz über die wilde Adler bei Senftenberg 409.
 — über den Almondfluß bei Cramond 240.
 — Clifton- über den Avon bei Bristol 364, 426.
 — über den Conway 257, 261, 324.
 — Nikolai- über den Dniepr in Kiew 423.
 — Elisabeth- über die Donau in Budapest 400, 681, 724, 735.
 — Sophien- über die Donau in Wien 369, 371.
 — Aspern- über den Donaukanal in Wien 399, 425.
 — Augarten- über den Donaukanal in Wien 17, 397.
 — Eisenbahn- über den Donaukanal in Wien 399.
 — Franzens- über den Donaukanal in Wien 422.
 — Karls- über den Donaukanal in Wien 67, 381, 578.
 — Rudolfs- über den Donaukanal in Wien 383.
 — Schikaneder- über den Wienfluß in Wien 386.
 — über die Eger bei Ellbogen 420.
 — über die Eger bei Postelberg 417.
 — über die Elbe bei Jaromer in Böhmen 369, 373.
 — über die Elbe bei Podiebrad 373, 417, 675.
 — über die Elbe bei Strakonitz 373, 417.
 — über die Elbe in Tetschen 418, 738.
 — ägyptische über die Fontanka in Petersburg 378, 380.
 — Panteleimons- über die Fontanka in Petersburg 378.
 — d'Aréole- über die Garonne bei Langon 388.
 — auf Bahnhof Gotha 407, 425.
 — über den Irwell bei Manchester 365.
 — Bankowsky- über den Katharinakanal in Petersburg 378, 380.
 — Lwiny- über den Katharinakanal in Petersburg 378, 380, 417.
 — bei Kingtung 54.
 — über den Kotorosle 381.
- Kettenbrücke über den Leghighfluß bei Northampton 235.
 — über den Main in Frankfurt 406.
 — über die March in Straßnitz 369.
 — über den Matfluß 262.
 — über die Menaistraße bei Bangor 218, 249, 257, 324, 394.
 — über den Merrimac 234.
 — über den Mersey bei Runcorn 236.
 — Potschamtsky- über die Mojika in Petersburg 378, 380.
 — über die Moldau bei Pisek 417.
 — Franz Josef- über die Moldau in Prag 396, 738.
 — über den Neckar in Mannheim 398, 420.
 — über die Nawa. Entwurf 381.
 — Northriver-, Entwurf von Lindenthal 400, 740.
 — über die Ostrawitz in Mährisch Ostrau 420.
 — über die Regnitz in Bamberg 373, 416, 675.
 — über den Rhein in Köln. Entwurf der Gesellschaft Harkort 400.
 — über den Rhein bei Worms. Entwurf der Gesellschaft Nürnberg 726.
 — Pont des Bergues- über die Rhône in Genf 408.
 — über die Ruhr in Mühlheim 391, 401.
 — über die Eger bei Saaz 369, 373.
 — über den Schuylkillfall 233.
 — Bercy- über die Seine in Paris 390, 425.
 — Stadthaus-, Passerelle de Grève über die Seine in Paris 387, 390, 416, 493.
 — Invaliden- über die Seine in Paris v. Navier 267.
 — Invaliden-, neue über die Seine in Paris 387, 493.
 — über die Seine bei Surèsnes 411.
 — Borsig- über die Spree in Berlin 736.
 — Montrose- über den South Eskfluß in Schottland 357, 394.
 — über den St. Suzannefluß 262.
 — über den Tees, Kings Meadowbr. 239, 375.
 — Albert- über die Themse in London 396, 426.
 — Charing Cross- über die Themse in London 364.
 — Chelsea- über die Themse in London 426.
 — Hungerford- über die Themse in London 363.
 — Tower- über die Themse in London 426.

- Kettenbrücke über den Tweed bei Dryburgh-Abbey 240, 375.
 — über den Tweed bei Norhamford (Unionbrücke) 243.
 — in Weilburg in Nassau 369.
 — über die Weser in Hameln 398, 420.
 — über die Weser in Nienburg 369, 374.
 — über die Weser bei d. Porta Westfalika 425.
 — in Wörlitz bei Dessau 369.
 — Bahn oben 240, 407, 409.
 — nach Finley 232.
 — von Samuel Brown 235, 243.
 — Einsturz von 234, 240, 248, 258, 267, 361, 368, 376, 378, 420.
 — Verwendung für Eisenbahnen 259, 261, 363.
 — erste Deutschlands 368.
 — erste Englands 230, 235, 243.
 — erste Frankreichs 261, 387.
 — für Kanäle 413.
 — weitestgespannte 401.
 — Nachteile alter 258.
 — Querverband in 354.
 — Tragpfeiler, Stellung der 353.
 — Versteifung 242, 259, 354, 356, 360, 362, 402.
 — mit einem Mittelpfeiler 262.
 Kettenbrückenlinie 243.
 Ketteneisen 392.
 — Festigkeit 353, 735.
 Kettenglieder, Kuppelung 256, 264, 359, 365, 378, 389, 425.
 — zum Regulieren 256, 264.
 Kettengurt 364, 614.
 Kettenlinie 381.
 — dynamische Wirkung auf die 246.
 Kettenquerschnitt, Veränderlichkeit 247, 364.
 Kettenschloß 411.
 Kettenstab, Abmessungen 732.
 Knickfestigkeit 526, 614.
 — des Obergurtes 200, 613.
 Knicksicherheit der Stäbe 672.
 Knotenausbildung in Balkenbrücken 582, 584, 585, 587.
 Knotenverbindung zwischen Guß- und Schweißstaben 534.
 Kohlenstoffgehalt des Flußeisens 96.
 Konverter 63.
 Korbboogen, erstmalige Verwendung 45.
 Kraftniet 135.
 Kraggewölbe 25.
 Krauskopf 137.
 Kuppelglieder, Verwendung in Ketten-
 gurt 256, 264, 359, 360, 365, 378, 380, 390, 391, 425.
 Längsdehnung 93.
 Längsverband bei Kabelbrücken 442.
 Lager, Erklärung 9.
 — Berührungsskipp- 607.
 — Rollen 792, 795.
 Lasche 143.
 Landungsbrücke in Brighton 248.
 — Trinitas- in New Haven bei Edinburgh 247.
 Last, Arten 103.
 Lattenbrücken von Town 50.
 Lavesträger 555.
 — erster eiserner 557.
 — über den Stadtkanal in Potsdam 557.
 Leatherbrücke 330.
 Linsenträger 554, 556, 606.
 — abgestumpfter 560.
 — erster 556, 560.
 — über den Grannless bei West Auck-
 land 556, 600.
 Linvilleträger 620.
 Lochwanddruck 146, 164.
 Longträger 50.
 Luftspinnverfahren 486, 494, 500, 730.
 Luftdruckgründung 663.
 Luppe 76.
 Martinmetall, erstmalige Verwendung 68.
 Martin-Siemensstahl 63, 681.
 Masseform 74.
 Masseguß 74.
 Massenkkräfte 102.
 Mastenkran 688.
 Materialprüfungen, Deutscher Verband
 für die der Technik 1896 95.
 — Internationaler Verband für die der
 Technik 1895 95.
 Menschengedränge, Größe 113, 114.
 Messingdraht, Verwendung in Kabeln
 445, 446.
 Mittelgurt in Balkenbrücken 569.
 Mittengelenk 624, 650.
 Mohniefachwerk 605.
 — erstes deutsches 606.
 Mönchensteiner Brücke, Einsturz der
 674, 677.
 Mutter 161, 163.
 Naturbrücke 20, 223, 229.
 Nebenspannung 122, 640.
 — Ursache 104.
 Névilleträger 532, 535.
 — erster 533.
 — über die Betsch bei Prerau 536.
 — in Italien 536.
 — über den Kanal von St. Denis 533.
 — St. Lucia in Venedig 537.
 Nickelstahl 679, 726, 732, 772.
 Niete 73, 75.

- Nietabstand 139, 152.
 Nietanordnung 613.
 Nietberechnung 145, 792, 793.
 Nietlochherstellung 136.
 Nietstärke 144, 791.
 Nietstellung 141.
 Niettabelle 135.
 Nietteilung 142.
 Nietung 145, 613.
 Nietverbindung 144, 145.
 — Achsenkraft 45, 145.
 — Berechnung 145, 148.
 — Festigkeit 145.
 — Kraftverteilung 155.
 — Randabstand 152.
 — Spannungen 132, 134.
 Normalprofile, deutsche (Walzeisen), Herstellung 84.
 — Vergleich der deutschen mit ausländischen 91, 777, 778.
 — Verwendung im Brückenbau 84.
 — in Österreich-Ungarn 83.
 — Ursprung 81.
 Obergurt 198, 609.
 Panzerplatte 77.
 Parabelträger 554, 561.
 Parallelträger 529, 553, 620.
 — mit engmaschiger Wandgliederung 604.
 — hölzerner von Navier 49.
 Paralleltrapezträger 587.
 Pauliträger 559, 607.
 — über die Günz bei Günzburg 558.
 — über die Isar bei Großhesselohe 559.
 Pendelpfeiler 640.
 Pendelpfeilerbrücke Linie Limbach—Wüstenbrand 640.
 — über den Oschützbach bei Weida 640.
 Pendelstütze zur Lagerung der Kabel auf den Mittelpfeilern 478.
 — zur Stützung von Ketten 262.
 Pendelverankerung bei Kabelbrücken 470.
 Pendelwalze zur Stützung der Kabel auf den Mittelpfeilern 476.
 Pettiträger 620.
 Pfeiler, Anordnung 9, 14.
 — eiserne 539, 566, 626, 635, 639.
 — Gokteikthalbrücke in Birma 645.
 — Gründung 664.
 — gußeiserne 626, 635, 639.
 Pfeilverhältnis bei Bogenbrücken 655, 714.
 — kleinstes 710.
 Phosphorgehalt des Eisens 64.
 Poissons Zahl 132.
 Portal 605.
 Portalrahmen, Zweck des 185.
 Post-Träger 595.
 Pratt-Träger 620.
 Presse für Formeisen 73, 81.
 Preßschraube, Berechnung 163.
 Preßstücke, Herstellung 80.
 Probelastung 671.
 Profil, Walze 84, 91.
 — Grey-, Entstehung 86, 87, 89.
 Profileisen 74, 78, 81.
 Prüfung des Eisens 92, 97, 674.
 — — Vorschriften, frühere in Amerika 597.
 — satzweise 101.
 Prüfungsanstalten, öffentliche 94, 95.
 Prüfungsmaschine, Werdersche Material-94.
 Puddelleisen 65.
 Puddelofen 61.
 Puddelstahl 67.
 Querdehnung 93, 94.
 Quersteifigkeit der Brücken 185, 670.
 — bei Kettenbrücken 242.
 Querträger, vollwandige 605.
 — bewegliche Lagerung 707, 719.
 Querträgeraufhängung 594, 596.
 Querverband, Aufgaben des 6, 184.
 — von Lagerbrücken 189, 704.
 — in gußeisernen Bogenbrücken 314, 320, 325, 344, 349.
 — bei Kabelbrücken 442.
 Reibahle 136.
 Reibung, rollende 120.
 Reibungskraft in den Lagern 121.
 — in der Richtung der Brückenachse 121.
 — aus den Verkehrslasten 120.
 Riderträger 588.
 Riffelblech 80.
 — Herstellung 81.
 Ringsättel für Drahtketten 429.
 Rinneneisen 74.
 Roheisen 59.
 Rohform 73, 79.
 Röhrengurt 614.
 Röhren, Bogenbrücken aus gußeisernen nach Reichenbach 300, 315, 317.
 — gußeiserne zur Leitung von Wasser 335.
 Römerstraßen, Länge der 36.
 Rostschutz für Draht 428.
 Rückhaltketten, Lage 353, 444, 749.
 Rüstungsträger, eiserner 614.
 Ruhelast 108.
 Satz 77.
 Schaft, Niet- 135.
 Scheibenverbindung 682, 721.
 Scheitelgelenk 647, 654.
 — Beweglichkeit 719.

- Schienenträger 516.
 Schiffbrücke in der Geschichte des
 Brückenbaues 26.
 — Alexander des Großen 27.
 — des Darius 27.
 — des Xerxes über den Hellespont 27.
 Schifkornträger 540.
 Schifkornbrücke, erste über die Iser bei
 Rakaus 542.
 Schleppträger 11, 633, 719.
 Schließkopf 135.
 Schliffproben des Eisens 97.
 Schmieden 73.
 Schrägbänder, erste Verwendung von,
 bei Kettenbrücken 240.
 Schrägkette 395, 749.
 Schrägkettenbrücke 374, 394, 749.
 Schrägseil, Verbindung mit dem Verstei-
 fungsträger 502.
 — zur Entlastung der Hauptkabel, An-
 ordnung 494.
 — zur Versteifung 475.
 Schraube 73, 75, 160.
 — flachgängige 164.
 — Lieferungsbedingungen 161.
 — Bewegungs-, Berechnung 163.
 Schraubenbolzen, kegelförmige 163.
 — Verwendung 159.
 — Gewindequerschnitt 161.
 Schraubenmutter, Größenverhältnisse
 161.
 Schraubenverbindung, Berechnung 163.
 — Flächendruck, zulässiger 165.
 — Zusatzspannung 163.
 Schubspannung in Blechwänden 601.
 Schutzschienen 669.
 Schwarzblech 77.
 Schwebefähre, Erklärung 5.
 Schwebefähre 744, 748, 754.
 — über den Hafen von Bizerta 746.
 — über die Charente in Martran 746.
 — über den Oberen See in Duluth 745,
 746.
 — über den Eastriver in New York.
 Entwurf 744.
 — über die Elbe in Hamburg (Entwurf)
 751.
 — über die Garonne in Bordeaux (Ent-
 wurf) 749.
 — über die Loire in Nantes 746.
 — über den Hafen in Marseille 746.
 — über den Mersey in Runcorn 746, 747,
 754.
 — über den Nervionfluß bei Bilbao 745.
 — über den Rhein bei Koblenz (Ent-
 wurf) 751.
 — über die Seine in Rouen 744, 746.
 Schwebefähre über den Tees bei Middles-
 borough 744.
 — über den Usib bei Newport 746.
 Schwebeträger 571, 742, 749.
 Schwedlerträger 563.
 — erster 563.
 Schweißbeisen, Erklärung 68.
 — Festigkeit 525.
 — erster Träger aus — in Amerika 591.
 — Träger, erster vollkommen aus —
 in Amerika 588.
 — Verbindung mit Gußeisen 334.
 — Verwendung 60, 65, 673, 702.
 Schweißstahl, Erklärung 68.
 Schwingungsfestigkeit 130.
 Seilbrücken aus Pflanzenstoffen 222, 223.
 — des Verantius 227.
 — frühere Verwendung im Kriege 228.
 Seilschlinge, Herstellung von 433, 446.
 Seilschloß 433, 446, 487, 496.
 — nach Dufour 434.
 Seitenlast 6, 116, 118, 791.
 Seitensteifigkeit 189.
 Setzkopf 135.
 Sichelbogen 714.
 Sicherheit der Brücken 671.
 Sicherheitsgrad 109, 122.
 — amerikanischer Brückenbauten 597.
 Sichelbogen 659.
 Spannseile zwischen den Stützpfählern,
 Verwendung von 443.
 Spannung 104, 122.
 — und Belastung im älteren amerikani-
 schen Brückenbau 586, 793.
 — Grund- 104, 121.
 — Neben- 640.
 — zulässige 103, 121.
 — zulässige in Amerika 588, 791.
 — zulässige, frühere in Amerika 595, 596,
 793.
 — zulässige bei Gelenkbolzen 132.
 — zulässige in Kettenstäben 389.
 — zulässige in Knotenverbindung 132.
 — zulässige, preuß. Verordnung 133, 787.
 — zulässige, schweiz. Verordnung 134.
 — Zusatz- 122.
 Spannungsunterschied 125, 127.
 Spannungswechsel 125, 127, 792.
 Specifications in Amerika 595, 596.
 Specifications, general for Steel Railroad-
 bridges 599.
 Spiralkabel 494, 500, 730.
 Sprengwerk, Dreiecks- 25.
 Sprengwerke, gußeiserne 516.
 Sprengwerksträger 46.
 Stabanschluß, zentrischer 613.
 Stabeisen 74.

- Stabeisen, erste deutsche Herstellung 76.
 Stabwerk, Dreiecks-, Anfänge 46.
 — — Erklärung 565.
 Stahlformguß 711.
 Ständerfachwerk, erstes einteiliges 567,
 601.
 — mit Gegenstreben 567, 601.
 Stahl 60, 679.
 — Hayfluß- 623.
 — Verwendung im Brückenbau 382,
 621.
 Stahlformguß 74.
 Stahlwerksblockprobe 99.
 Stanzen 136.
 Stauchdruck 146, 164.
 — Versuche über 614.
 Stauchkaliber 80.
 Stehbolzen-Schrauben 162.
 Steifrahmen 184, 185.
 Steinbrücken, römische und mittelalter-
 liche (siehe auch Aquädukt) 36.
 — Burgbrücke in Verona 45.
 — Donaubrücke über die Donau in Re-
 gensburg 44.
 — Augustusbrücke über die Elbe in
 Dresden 43.
 — Teufelsbrücke über den Llobregatfluß
 40.
 — Milvische Brücke bei Rom 37.
 — Pont du Gard bei Nîmes 38.
 — Ponte vecchio in Florenz 45.
 — mittlere Rheinbrücke in Basel 44.
 — Salarische Brücke bei Rom 37.
 — erste über die Seine in Paris 282.
 — Engelsbrücke über den Tiber in Rom
 38.
 — Trinitatisbrücke in Florenz 45.
 Steinbrücken der Gegenwart 755, 757,
 758, 759, 776.
 Steinschrauben, Verwendung 162.
 Stellglied 256, 264, 380.
 Stoß 143, 614.
 Stoßblech 143.
 Stoßwertziffer 130.
 Straßenbrücke, breiteste 183.
 — Erklärung 1.
 Streckung 77.
 Strombrücke, Erklärung 1.
 Stützen, Erklärung 9.
 Stützpfeiler, Erklärung 14.
 Stützweite, Abrundung 177.
 — Berechnung aus der Lichtweite 175.
 Talbrücke, Erklärung 1.
 Temperaturkraft 103.
 Thomaseisen 64, 68, 71, 96.
 Thomasverfahren 64.
 Tiegelgußstahl 62, 97.
 Tonnenblech 80.
 Townträger 50, 527.
 Träger, Bogensehnen- 553, 581, 620.
 — — abgestumpfter 554, 608, 612, 620.
 — Bollmann- 589.
 — Débia- 555.
 — durchgehender 553, 571, 578.
 — Fink- 589, 606.
 — Fischbauch- 516, 553, 561.
 — genietet 588.
 — Howe- 50, 582, 584.
 — Laves- 555, 557.
 — Linsen- 554, 556, 560, 600, 606.
 — — abgestumpfter 560.
 — Linville- 620.
 — Long- 50.
 — Mohnié- 605.
 — Néville- 532, 535, 536, 566.
 — Parabel- 554, 561.
 — Parallel- 49, 529, 553, 604, 620.
 — Pauli- 558, 607.
 — Pettit- 620.
 — Post- 595.
 — Pratt- 620.
 — Rider- 588.
 — Schienen- 516.
 — Schifkorn- 540.
 — Schwedler- 563, 612.
 — schweißeiserner erster 588.
 — Town- 50, 527.
 — Trapez- 553, 587, 626, 627.
 — Vollwand-, gußeiserner 514.
 — Warren- 533, 537, 566, 609.
 — Whipple- 581, 587, 591.
 Trägerhöhe bei Balkenträgern 178, 793.
 — günstigste 178.
 Trägerwalzwerk 91.
 Tragfestigkeit 128.
 Tragstangenbildung 441.
 Tragstangenverbindung mit den Ketten
 233, 244, 354, 365, 379, 390.
 — mit der Fahrbahntafel 242, 244, 354,
 368, 372, 380, 383, 425.
 Turmpfeiler 635.
 Überbau, Erklärung 5.
 — Licht- und Stützweite 169.
 Überhöhung auf Brücken 119.
 — des Schienenstranges 179.
 Universaleisen 78, 778.
 Universalwalzwerk 78.
 Unterbau, Erklärung 5, 9.
 Unterhaltung der Brücken 664.
 Ursprungsfestigkeit 128.
 Verankerung 374, 380, 444, 493.
 Verbände, Seiten- 185.
 Verbandmittel 73, 135, 542.
 Verbandstück 73.

- Verbindungsstäbe, Zahl der 682.
 Verkehrsband 118.
 Verkehrshöhe 169.
 Verkehrslast 103.
 — Art und Größe 107, 112, 786, 787, 790, 795.
 Verkehrsraum 180, 795.
 Versetzen 142.
 Versteifung von Gitterwänden 605.
 Versteifungsträger 355, 404, 430, 487, 489.
 — Kettenbrücke mit 395.
 — Lage- 402.
 Versuche, Dauer- mit Draht 66.
 — — mit Eisen 93.
 Vollwandträger, gußeiserne 514.
 Vorkaliber 79.
 Walzeisenformen, Entwicklung 75.
 Walze 78.
 Walzen 73.
 Walzlinie 79.
 Walzwerk, Ifferdinger 90.
 Walzprofil 84, 91, 777.
 Wandgliederung 564.
 — Berechnung 529.
 — engmaschige 588, 604, 608.
 — bei gußeisernen Bogenbrücken 315, 317, 320.
 — mehrteilige statisch bestimmte 569.
 Wandpfeiler 640.
 Warrenträger 533, 537.
 — über den Trent bei Newark 537.
 Wasserleitungsbrücke 335.
 Wegüberführung, Erklärung 3.
 Wellblech 80.
 Wertbestimmung des Eisens 93.
 Whippleträger 567, 581, 587, 591.
 — über den Erie Kanal bei Buffalo 581.
 — über den Lehighfluß bei Mauch Chunk 591.
 — über den Kanal von Philippsburg der Lehighthalbahn 591.
 Widerlager, Erklärung 9.
 Winddruck 103, 116, 201, 787, 791, 795.
 Windgeschwindigkeit 116.
 Windgurt 185.
 Windkräfte 103.
 — die ein Umkippen bewirken 201.
 Windseite 117.
 — Unter- 117.
 Windverbände, Aufgabe der 185.
 Windverband, Neben-, Aufgabe des 188.
 — bei Balkenbrücken 559, 605, 607.
 — in Bogenbrücken 702, 704, 705, 706, 707, 709.
 — in gußeisernen Bogenbrücken 349.
 — bei Hängebrücken 248.
 — in Kettenbrücken 425.
 Windwirkung bei Hängebrücken 356.
 Winkeleisen, Herstellung 85.
 Wölbstücke für Bogenbrücken aus Gußeisen nach Paine und de Montpetit 273.
 — Verbindung der — in Bogenbrücken 289, 321, 345.
 — eiserne nach dem Patente von Nash 201.
 — eiserne, Verwendung bei Bogenbrücken 279, 285, 294, 321, 344.
 — aus Stahl, Verwendung 711.
 Zähigkeit des Eisens 93.
 Zapfenreibung 120.
 Zellengurt 525, 548, 600, 614.
 Zerreißprobe 93.
 Zierleisteneisen 74.
 Zugband als Kettengurt 346.
 Zugband bei Bogenbrücken 16, 48, 50, 312, 313, 343, 682, 721.
 Zugprobe 93.
 Zusatzspannung 104, 122.
 Zwangsschiene 669.
 Zwickelausfüllung gußeiserner Bogenbrücken 344.
 Zwillingsträger 184.
 Zwischenpfeiler, Erklärung 9.

132. Druckfehlerberichtigungen.

Seite	Zeile		Steht falsch	Heißt richtig
	von oben	von unten		
12	Fig. 20		Resselwitz	Rasselwitz
57	3	—	30	130
66	—	5	1846	1850
66	—	14	1840	1846
66	—	13	1846	1850
83	Fig. 122		Ü-Eisen	Z-Eisen
84	2	—	und	sind
93	1	—	mehrmals	mehr als
106	—	3	Y	y
116	14	—	m	m sek ⁻²
164	—	18	drusk	druck
175	Fig. 180		Harkort	Gustavsburg
210	Fig. 234		Porso	Porto
214	Fig. 236		1846	1850
217	Fig. 240		1810	1801
218	14	—	1846	1849
218	—	7	1846	1850
227	21	—	Dorjiling	Darjiling
235	—	8	Gieder	Glieder
506	Fig. 619		Le Bonhomme	bei Le Bonhomme

